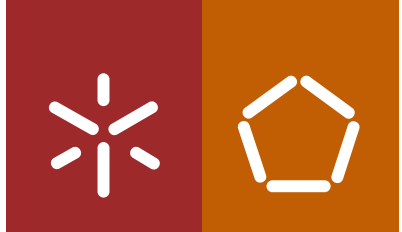




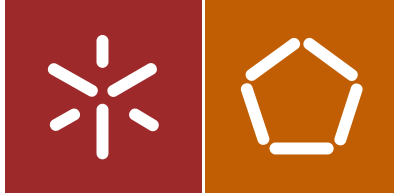
Neryvaldo de Jesus Galvão Pereira

Avaliação do desempenho de pontes rodoviárias segundo indicadores de robustez e risco face a erros de projeto e construção

Universidade do Minho  
Escola de Engenharia







Universidade do Minho  
Escola de Engenharia

Neryvaldo de Jesus Galvão Pereira

Avaliação do desempenho de pontes  
rodoviárias segundo indicadores de robustez  
e risco face a erros de projeto e construção

Dissertação de Mestrado  
Ciclo de Estudos Integrados Conducentes ao  
Grau de Mestre em Engenharia Civil

Trabalho efetuado sob a orientação do  
Professor Doutor José António Campos e Matos  
Professor Doutor Daniel Vitorino de Castro Oliveira

---

*Much more important than your work  
are the values and principles you stand for.  
So, stay humble, share love and fight for the equality  
of every man, women and child  
regardless of their religion, race or sexual orientation*

---

## AGRADECIMENTOS

Aos meus orientadores, Professor Doutor José Campos e Matos, e Professor Doutor Daniel Oliveira, pela forma como me motivaram e fizeram acreditar que era possível realizar este trabalho. Ao Doutor Nuno Mendes, ao Eng. Vicente Moreira e ao amigo Eng. João Fernandes, pelo auxílio na realização deste trabalho.

Às empresas e aos seus representantes, que contribuíram excecionalmente para a realização deste trabalho, também dedico a secção deste trabalho, nomeadamente:

- ao Eng. Fernando Roseira, Eng. Ramos da Costa e Eng. Pedro Seixas pela Mota-Engil;
- ao Professor e Eng. Renato Bastos pela Adão da Fonseca;
- ao Eng. José Barbosa e Eng. Ricardo Leite pelo GEG;
- ao Eng. Luís Afonso pela Soares da Costa;
- ao Eng. Paulo Fidalgo pela HDP, Serviços e Projetos de Engenharia Civil
- ao Eng. João Amado e Tiago Rodrigues pela IP-Infraestruturas de Portugal.

Aos meus camaradas, companheiros, amigos e parceiros de guerra que me acompanharam ao longo dessa longa jornada: Ailton Moreira, Anderson Bond, Ângelo Nhaga, Armindo Oliveira, Bruno Carneiro, Carlos Miranda, Carlos Cruz, Davy Fonseca, Diana Neiva, Evelise Barbosa, Filipe Rodrigues, Jéssica Araújo, Juseney Da Moura, Hugo Pereira, Sara Arantes, Sérgio Fernandes e Wilson de Carvalho. (Se me esqueci de alguém – *Sorry* ☹).

À minha família, que prepararam os alicerces para poder voar e superar as minhas limitações. A Deus pela fé, e pela força de acreditar num mundo melhor.

*Pah nhas tios Ermilinda e Aguinaldo que criam como ses fidjos  
Pah mama e papa, pa tudo kês inxinam enquanto es staba pah perto  
“Si ka badu ka ta birado – ditado krioulo”*

---

## RESUMO

Aos numerosos acidentes de pontes que têm ocorrido ao longo dos vários anos, foram associados como principal causa os erros humanos que ocorrem nas fases de projeto, construção e operação. Este trabalho visa a identificação das principais causas de colapso de pontes associado aos erros humanos tanto do ponto de vista de projeto como da construção. Neste sentido utilizar-se-á uma base de dados de colapso de pontes, que aglomera vários casos de colapso desde a década de 60 (Syrkov, 2017), e um inquérito de erros desenvolvido junto de especialistas para identificar os erros que representam um maior risco. Identificados os erros de maior risco, serão determinadas as suas influências no caso de estudo, através dum indicador de robustez. Tal indicador será calculado com base na relação entre o índice de fiabilidade do viaduto isento de qualquer erro ou dano com o índice de fiabilidade da mesma considerando alguns danos, permitindo assim quantificar o impacto do erro no caso de estudo.

Para a modelação e análise não linear do caso de estudo utilizar-se-á o software DIANA 10.1, através do qual será determinado o índice de fiabilidade consoante os erros considerados. Com este trabalho, no âmbito da ação COST-TU 1406 pretende-se contribuir para o estabelecimento de um plano de controlo de qualidade mais eficiente, diminuindo assim os casos de colapso e fatalidades que têm sido registados ao longo dos anos.

**Palavras-Chave:** Análise de Fiabilidade, Análise do Risco, Erros Humanos, Pontes de Betão Armado e Análise Não-Linear



---

## ABSTRACT

To the bridges failures that have been arising over the years, experts have pointed out as the principal cause of failure the human errors that take place in the design, construction and operation phases. The main goal of this thesis is the identification of the main causes of failure associated with human errors from design and construction stage. Therefore a bridge failure database that includes many cases since the 1960s (Syrkov, 2017) and a human error survey will be used to support this line of work. After the identification of these specific causes of failures, some selective analyses of these human errors will be performed to choose those with higher impact or higher probability of occurrence to be applied to the case study. The effect of human errors in the case study will be quantified using a robustness index that will be calculated, relating the reliability index of the structure without any damage (no human error) to the reliability index of the same structure with some damage, allowing to demonstrate how some human errors can have a huge effect on structures, leading them to fail.

The modelling and numerical analysis of the structure will be performed using TNO DIANA software, allowing the calculation of the reliability index of the structures for different human errors. Within the COST action TU-1406, the main goal of this thesis is to give a contribution to the establishment of a roadway bridges quality control plan with higher efficiency leading to the reduction of bridges failure, fatalities and economic loss.

**Keywords:** Reliability Analysis, Risk Analysis, Human error, Reinforced Concrete Bridges, Non-Linear Analysis

---

# ÍNDICE

AGRADECIMENTOS .....	v
RESUMO .....	vii
ABSTRACT .....	ix
ÍNDICE.....	xi
ÍNDICE DE FIGURAS .....	xv
ÍNDICE DE TABELAS .....	xix
ABREVIATURAS .....	xxi
SIMBOLOGIA .....	xxiii
1. INTRODUÇÃO .....	1
1.1. Enquadramento do tema e motivações .....	1
1.2. Objetivos .....	3
1.3. Metodologia .....	4
1.4. Organização da Dissertação .....	5
1.5. Organograma da dissertação .....	6
2. REVISÃO DO ESTADO DA ARTE .....	7
2.1. Introdução .....	7
2.2. Erros humanos .....	8
2.2.1. Tipos de colapso .....	8
2.2.2. Exemplo de erro: Colapso da ponte de Chirajara .....	9
2.2.3. Base de dados - colapso de pontes .....	11
2.3. Avaliação da fiabilidade humana .....	14
2.3.1. HRA - Exemplo 1 .....	15
2.3.2. HRA - Exemplo 2 .....	17
2.4. Análise probabilística.....	19
2.4.2. Probabilidade de rotura .....	20
2.4.3. Avaliação de segurança de estruturas .....	22
2.4.4. Índice de fiabilidade de Hasofer-Lind .....	24
2.4.5. Método de amostragem por Hipercubo-latino (Nowak & Collins, 2000) .....	27
2.4.6. Índice de fiabilidade alvo .....	28
2.5. Análise de robustez .....	29
2.5.1. Avaliação determinística da robustez .....	30
2.5.2. Avaliação probabilística da robustez .....	31
2.5.3. Outras medidas de avaliação da robustez.....	31
2.5.4. Indicador de robustez de Cavaco .....	32
2.6. Conclusões .....	34
3. ANÁLISE DO RISCO DOS ERROS HUMANOS.....	35
3.1. Introdução .....	35
3.1. Análise do risco.....	36
3.2. Erros de contratação.....	40
3.3. Erros de projeto.....	40
3.3.1. Conceção.....	40
3.3.2. Análise estrutural e dimensionamento .....	41
3.3.3. Pormenorização .....	44
3.3.4. Medidas de mitigação .....	45

3.4.	Erros de construção .....	45
3.4.1.	Erros relacionados com a execução de cimbres.....	45
3.4.2.	Erros no controlo da qualidade dos materiais .....	48
3.4.3.	Erros de execução genéricos .....	48
3.4.4.	Identificação de alguns erros de logística .....	50
3.5.	Criação e disseminação do inquérito .....	51
3.6.	Método analítico hierárquico .....	53
3.6.1.	Construção da matriz de comparação .....	53
3.6.2.	Seriação dos objetos e cálculo do índice de consistência .....	55
3.6.3.	Matrizes de comparação global .....	56
3.6.4.	Cálculo do indicador de consenso .....	56
3.6.5.	Implementação do método analítico hierárquico .....	58
3.7.	Resultados obtidos .....	60
3.7.1.	Tratamento do Risco .....	65
3.8.	Conclusões .....	67
4.	MODELAÇÃO E ANÁLISE DO CASO DE ESTUDO.....	69
4.1.	Introdução .....	69
4.2.	Viaduto ANCX.E.PS8. ....	70
4.2.1.	Perfis transversais .....	70
4.2.2.	Perfil longitudinal .....	72
4.2.3.	Processo construtivo .....	74
4.2.4.	Quantificação de ações .....	74
4.2.5.	Dados adicionais .....	77
4.3.	Modelação.....	77
4.3.1.	Perfis transversais equivalentes .....	77
4.3.2.	Perfil longitudinal e disposição das armaduras.....	81
4.3.3.	Leis constitutivas .....	82
4.3.4.	Elementos finitos .....	84
4.3.5.	Faseamento construtivo .....	84
4.4.	Análise numérica não-linear .....	88
4.4.1.	Solução incremental-iterativa .....	88
4.4.2.	Comportamento estrutural .....	92
5.	AVALIAÇÃO PROBABILÍSTICA.....	99
5.1.	Introdução .....	99
5.2.	Análise probabilística da estrutura sem dano.....	100
5.2.1.	Análise de sensibilidade.....	101
5.2.2.	Geração automática de valores das variáveis aleatórias .....	103
5.2.3.	Número de iterações .....	104
5.2.4.	Determinação da curva de resistência.....	104
5.2.5.	Curva probabilística da sobrecarga.....	105
5.2.6.	Cálculo do índice de fiabilidade .....	106
5.2.7.	Índice de fiabilidade alvo.....	107
5.3.	Análise de robustez da estrutura aos danos.....	108
5.3.1.	Avaliação dos cenários de erros humanos .....	108
5.3.2.	Modelação dos danos.....	110
5.3.3.	Avaliação da variação do índice de fiabilidade .....	112
5.3.4.	Avaliação do indicador de robustez.....	116
5.4.	Conclusões .....	118

6.	CONCLUSÕES E TRABALHOS FUTUROS .....	121
6.1.	Síntese do trabalho .....	121
6.1.1.	Mapeamento dos objetivos alcançados .....	122
6.1.2.	Mapeamento dos problemas .....	123
6.1.3.	Considerações finais .....	123
6.2.	Trabalhos futuros .....	125
	BIBLIOGRAFIA .....	126
A.	ANEXO .....	131
B.	ANEXO .....	142
C.	ANEXO .....	149



## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 – Principais causas de colapso das pontes de betão armado e pré-esforçado. ....	2
Figura 1.2 – HRA e Organograma da dissertação. ....	6
Figura 2.1 – Colapso da ponte de Chirajara 1. ....	9
Figura 2.2 - Colapso da ponte de Chirajara 2. ....	10
Figura 2.3 – Localização dos colapsos registados. ....	11
Figura 2.4 – Agrupamento dos casos de colapso de pontes de betão armado e pré-esforçado segundo diferentes categorias de erro humano. ....	12
Figura 2.5 – Eventos principais associados aos erros identificados na Figura 2.4. ....	13
Figura 2.6 – Exemplo da avaliação da fiabilidade humana. ....	16
Figura 2.7 – Modelo da HRA apresentado pela <i>Delf University of Technology</i> . ....	18
Figura 2.8- Função de distribuição probabilística do efeito da carga, da resistência e da margem de segurança. ....	21
Figura 2.9 – Representação tridimensional da função probabilística $f_{rq}$ ....	21
Figura 2.10 – Níveis de verificação de segurança estrutural. ....	22
Figura 2.11 – Procedimento para avaliação probabilística. ....	24
Figura 2.12 – Índice de fiabilidade para uma função de estado limite no espaço de variáveis reduzidas $U$ ....	25
Figura 2.13 – Representação gráfica do processo iterativo. ....	26
Figura 2.14 - Método de amostragem por hipercubo-latino. ....	27
Figura 2.15 – Apresentação das propostas de avaliação da robustez. ....	30
Figura 2.16 – Representação gráfica do indicador de robustez de Cavaco. ....	33
Figura 3.1 – Contextualização da análise do risco ....	36
Figura 3.2 - Erros-Risco-Omissões. ....	37
Figura 3.3 - Risco Inerente- Risco Residual. ....	37
Figura 3.4 – Gestão do risco. ....	39
Figura 3.5 – Agrupamento dos erros listados. ....	52
Figura 3.6 – Comparação binária entre os objetos de estudo. ....	54
Figura 3.7 – Estruturação da análise hierárquica. ....	59
Figura 3.8 – Procedimento utilizado para o preenchimento da matriz de comparação individual. ....	59
Figura 3.9 – Esquematização do conceito ALARP. ....	64



Figura 3.10 –Variação do risco em função do custo segundo as ações de gestão.....	66
Figura 4.1 – Secção transversal dos pilares .....	70
Figura 4.2 – Secção transversal tipo do tabuleiro.....	71
Figura 4.3 – Secção transversal do tabuleiro sobre os pilares .....	71
Figura 4.4 – Perfil longitudinal do viaduto .....	73
Figura 4.5 - Alçado das vigas em I com o traçado dos cabos de pré-esforço.....	76
Figura 4.6 – Secção transversal arbitrária definida por duas zonas.....	78
Figura 4.7 – Secção transversal equivalente sobre os encontros .....	79
Figura 4.8 – Secção transversal equivalente do tabuleiro .....	80
Figura 4.9 – Secção transversal equivalente do pilar .....	81
Figura 4.10 – Modelo constitutivo do betão segundo EN 1992-1-1. ....	82
Figura 4.11 – Modelo constitutivo da armadura. ....	83
Figura 4.12 – Sistema estático da fase 1.....	85
Figura 4.13 – Sistema estático da fase 2.....	87
Figura 4.14 - Processo iterativo para estabelecer o equilíbrio de forças .....	89
Figura 4.15 – Método iterativo de Newton-Raphson modificado .....	90
Figura 4.16 – Critério de convergência segundo a norma das energias. ....	91
Figura 4.17 – Posicionamento da sobrecarga no perfil transversal .....	92
Figura 4.18 – Posicionamento da sobrecarga no perfil longitudinal .....	93
Figura 4.19 – Linha de influência para a secção a meio vão do vão central. ....	94
Figura 4.20 – Variação do deslocamento vertical a meio vão do vão central segundo o aumento do fator de carga até ao colapso.....	94
Figura 4.21 – Diagrama de momento resultante da ação do pré-esforço + peso próprio da viga. ....	95
Figura 4.22 - Diagrama de momento fletor resultante da ação do pré-esforço + peso próprio da viga + peso próprio das restantes cargas permanentes. ....	95
Figura 4.23 - Diagrama de momento fletor resultante da ação do pré-esforço + peso próprio da viga + peso próprio das restantes cargas permanentes + sobrecarga máxima.....	96
Figura 4.24 - Variação do momento fletor segundo a correspondente curvatura, na secção a meio vão do vão intermédio. ....	97
Figura 4.25 - Variação do momento fletor segundo a correspondente curvatura, na secção de interface do tabuleiro com a carlinga. ....	97
Figura 4.26 – Variação tensão-extensão na fibra superior da secção crítica a meio vão do vão intermédio.....	98

Figura 5.1 – Processo iterativo da análise de sensibilidade efetuada. ....	102
Figura 5.2 – Fator de importância para cada uma das variáveis aleatórias consideradas.....	103
Figura 5.3 – Curva probabilística de resistência do viaduto.....	105
Figura 5.4 – Curva probabilística da sobrecarga. ....	106
Figura 5.5 - Variação do índice de fiabilidade com o erro. ....	113
Figura 5.6 - Variação do valor médio do fator de carga com o erro. ....	114
Figura 5.7 - Variação do desvio padrão do fator de carga com o erro. ....	114
Figura 5.8 – Variação do indicador de robustez com o erro.....	116
Figura B.1 - Secção a meio vão do vão intermédio (S1). ....	142
Figura B.2 – Relação tensão-extensão para o betão. ....	143
Figura B.3 - Relação tensão-extensão para a armadura.....	143
Figura B.4 - Relação tensão-extensão para o pré-esforço. ....	143
Figura B.5 - Secção sobre o pilar (S2). ....	145
Figura B.6 – Diagrama de momentos fletores resultante da ação do peso próprio .....	147
Figura B.7 - Diagrama de momentos fletores resultante da ação da sobrecarga.....	147
Figura B.8 – Perfil longitudinal e disposição das armaduras .....	148
Figura C.1 – Representação gráfica das múltiplas análises não-linear efetuadas .....	155



**ÍNDICE DE TABELAS**

Tabela 2.1 – Valores do índice de fiabilidade alvo para o ELU.....	28
Tabela 3.1 - Matriz de análise qualitativa de risco .....	38
Tabela 3.2 – Avaliação qualitativa dos erros.....	51
Tabela 3.3 – Matriz de comparação.....	55
Tabela 3.4 – Coeficientes de ponderação. ....	60
Tabela 3.5 – Erros de projeto com maior probabilidade de ocorrência e os erros com maior consequência.....	61
Tabela 3.6 - Erros de construção com maior probabilidade de ocorrência e os erros com maior consequência.....	62
Tabela 3.7 – Qualificação do risco. ....	63
Tabela 3.8 – Erros de projeto e construção com maior risco. ....	63
Tabela 4.1 – Classe dos materiais empregues em obra. ....	77
Tabela 4.2 – Secção transversal sobre os encontros e pilares. ....	79
Tabela 4.3 – Secção transversal do tabuleiro. ....	80
Tabela 4.4 – Secção transversal sobre do pilar.....	81
Tabela 4.5 – Excentricidade das armaduras ordinárias. ....	82
Tabela 4.6 – Valores utilizados para a definição do modelo constitutivo do betão. ....	83
Tabela 4.7 – Valores utilizados no modelo constitutivo da armadura.....	84
Tabela 4.8 – Cálculo da relaxação dos cordões de pré-esforço.....	86
Tabela 4.9 –Pré-esforço final instalado. ....	86
Tabela 5.1 – Variáveis aleatórias-base da análise probabilística.....	100
Tabela 5.2 – Índice de fiabilidade alvo.....	107
Tabela 5.3 – Erros considerados na análise de robustez do caso de estudo. ....	108
Tabela 5.4 – Parâmetros utilizados na modelação dos danos e respetivas magnitudes.....	110
Tabela 5.5 – Indicador de robustez de Cavaco. ....	117
Tabela A.1 – Listagem e seriação dos erros de projeto. ....	132
Tabela A.2 – Distribuição dos erros de projeto pela matriz de risco. ....	133
Tabela A.3 – Listagem e seriação dos erros de construção. ....	134
Tabela A.4 – Distribuição dos erros de construção pela matriz de risco.....	136
Tabela A.5 – Erros de projeto identificados pelos inquiridos. ....	136
Tabela A.6 – Erros de construção identificados pelos inquiridos. ....	137

---

Tabela B.1 – Excentricidade e área das armaduras nas secções S1 e S2. ....	143
Tabela C.1 - Variação do índice de fiabilidade com o erro .....	156
Tabela C.2 – Variação do valor médio do fator de carga com o erro.....	156
Tabela C.3 – Variação do desvio padrão do fator de carga com o erro.....	157
Tabela C.4 – Exemplo de cálculo do $I_R$ relativamente ao Dano 1.....	157

## ABREVIATURAS

AFOSM – Método avançado de primeira ordem e segundo momento (Hasofer-Lind)

*(Advanced first – order second moment method)*

AHP – Método analítico hierárquico

*(Analytical hierarchical process)*

ALARP – Tão baixo como razoavelmente possível

*(As Low as Reasonable Possible)*

BrIM – Modelagem da informação na construção de pontes

*(Bridge information modelling)*

CC – Classe de consequência

COV – Coeficiente de variação

CREAM – Fiabilidade cognitiva e métodos de análise de erros humanos

*(Cognitive reliability and error analysis method)*

EC – Erros de construção

ELU – Estado limite último

EM – Magnitude do erro

*(Error Magnitude)*

EP – Erros de projeto

FORM – Método de fiabilidade de primeira ordem

*(First - order reliability methods)*

FOSM – Método de primeira ordem e segundo momento

*(First – order second moment method)*

HEART - Avaliação do erro humano e as técnicas de redução

*(Human error assessment and reduction technique)*

HEP – Probabilidade do erro humano

*(Human error probability)*

HEQ – Quantificação do erro humano

*(Human error quantification)*

HRA – Avaliação da fiabilidade humana

*(Human reliability analysis)*

IABSE – Associação internacional de pontes e engenharia de estruturas

*(International association for bridge and structural engineering)*

RC – Classe de fiabilidade

*(Reliability class)*

REBAP – Regulamento de estruturas de betão armado e pré-Esforçado

SORM – Método de fiabilidade segunda ordem

*(Second – order reliability methods)*

THERP – Técnica de previsão do erro humanos

*(Technique for human error rate prediction)*

UE – União Europeia

UN – Unidade de Medidas

## SIMBOLOGIA

$A_s$  – Área da Armadura

$b_k$  – Fator de Importância

$\beta_{Intacto}$  – Índice de fiabilidade da estrutura intacta

$\beta_{afetado}$  – Índice de fiabilidade da estrutura afetada por um dano

$\beta_R$  – Indicador de robustez fundamentado pelos índices de fiabilidade

$cm$  – Centímetros

$\Delta y_k$  – Variação da resposta estrutural

$\Delta x_k$  – Variação da variável aleatória equivalente a 2 desvios padrão

$\varepsilon_{cu}$  – Extensão última de compressão

$\varepsilon_{cl}$  – Extensão correspondente à tensão máxima de compressão

$E_{cm}$  – Módulo de elasticidade do betão

$\varepsilon_{sy}$  – Extensão correspondente à tensão de cedência

$\varepsilon_{sp}$  – Extensão mínima correspondente à tensão máxima da armadura

$\varepsilon_{st}$  – Extensão máxima correspondente à tensão máxima da armadura

$\varepsilon_{eu}$  – Extensão última da armadura

$E_s$  – Módulo de elasticidade da armadura

$F_c$  – Fator de carga

$f_{cm}$  – Tensão máxima de tração no betão

$f_{cn}$  – Tensão máxima de compressão no betão

$f_{sy}$  – Tensão de cedência da armadura

$f_{sp}$  – Tensão máxima da armadura

$f_{puk}$  – Valor característico da tensão de rotura à tração do aço das armaduras de pré-esforço

$G_k$  – Carga Permanente

$\gamma_c$  – Peso próprio do betão

$H_{medio}$  – Altura média de uma secção transversal

$H_{cg}$  – Altura do centro de gravidade de uma secção transversal

$I_R$  – Indicador de robustez de Cavaco

$I_{Rob}$  – Avaliação da robustez segundo o risco

$I_x$  – Inércia em torno do eixo de maior inércia

$L_R$  – Fator de redundância

$L_{intacto}$  – Capacidade resistente da estrutura intacta



$L_{\text{afetado}}$  – Capacidade resistente da estrutura afetada por um dano

$m$  – Metros

$\phi_z$  – Rotação em torno do eixo Z

$R_k$  – Ranking

$R_{\text{dir}}$  – Consequências diretas

$R_{\text{ind}}$  – Consequências indiretas

$\sigma_p$  – Tensão de pré-esforço

$u_x$  – Deslocamento na direção longitudinal

$u_y$  – Deslocamento na direção transversal

$x_m$  – Valor médio das variáveis aleatórias

$y_m$  – Resposta da estrutura, quando as variáveis aleatórias assumem os seus valores médios

# 1. INTRODUÇÃO

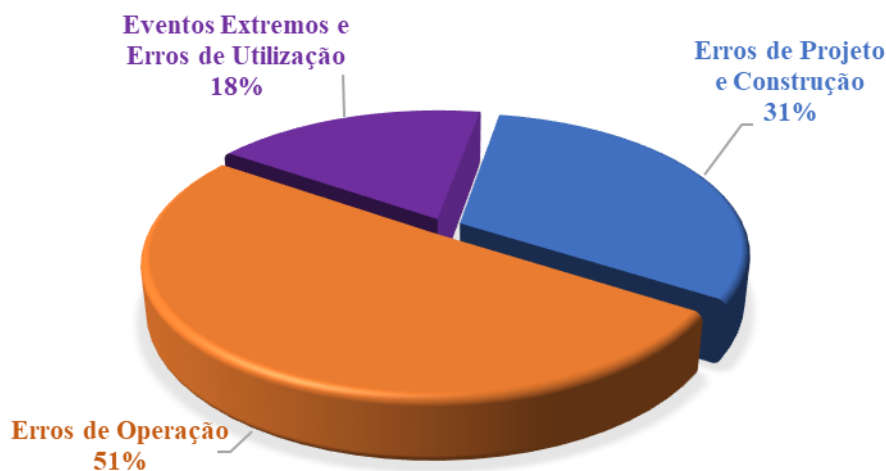
*“Education is the most powerful  
weapon which we can use to  
change the world.”  
Nelson Mandela*

## 1.1. Enquadramento do tema e motivações

Toda e qualquer atividade humana é dependente do bom ou do mau desempenho do homem na execução de tal atividade ou na conceção de um produto, como tal, a engenharia civil não foge à regra. Os viadutos e as pontes desde a antiguidade, com as inúmeras transformações que sofreram, sempre desempenharam um papel fundamental no aumento da qualidade de vida do homem, quer pela facilitação do transporte de mercadorias e pessoas, permitindo desencravar regiões e impulsionar economias, quer pelo facto de permitir ao Homem desafiar as leis da física e as limitações impostas pela natureza. Ao longo dos anos, vários casos de colapso de pontes e viadutos foram sendo registados em todo o mundo e como causa principal, ao contrário do que se pode pensar, os eventos extremos desencadeados pela natureza não foram identificados como a principal causal, mas sim, os erros humanos perpetrados nas diferentes fases do ciclo de vida das obras de arte.

Com o objetivo de aumentar a fiabilidade das pontes, e consequentemente a sua segurança, primeiramente, é preciso identificar as principais fontes dos problemas que as têm afetado. Sustentando-se numa base de dados desenvolvida pelo professor Syrkov com mais de 600 casos de colapso ocorridos em todo o mundo, entre 1966 e 2017, onde se identificam os erros ou os eventos extremos que desencadearam o seu colapso, pode-se afirmar que os erros de construção e projeto têm um papel importante a desempenhar nesta matéria, sendo responsável por cerca de 31% dos casos de colapso das pontes de betão armado e pré-esforçados identificados (ver Figura 1.1).

O erro humano é uma matéria muito abrangente, e quando se pretende traçar uma definição objetiva, torna-se difícil delinear as suas fronteiras e identificá-las durante o complexo processo de conceção de pontes. Além da identificação dos erros também é importante identificar o risco que os mesmos representam quando avaliados comparativamente. Neste sentido, é importante identificar aqueles que representam um maior risco, permitindo assim uma abordagem mais objetiva sobre essa questão.



**Figura 1.1** – Principais causas de colapso das pontes de betão armado e pré-esforçado.

As incertezas associadas às estruturas de betão armado são questões consideradas pelas normas atuais através dos coeficientes de segurança atualmente utilizados, determinados com base nos índices de fiabilidade alvo que as próprias normas recomendam. No entanto, os erros humanos levam a situações distintas que os atuais coeficientes de segurança não cobrem. Neste sentido é proposta uma avaliação probabilística que considere o impacto dos erros humanos como parte integrante do desempenho de uma ponte rodoviária através de indicadores de robustez.

## 1.2. Objetivos

Este trabalho vem dar resposta a uma crescente demanda, decorrente da necessidade de manutenção e reabilitação das pontes existentes, ao longo do seu ciclo de vida. Os estados limites últimos (ELU) de uma ponte definidos em projeto e os seus reais limites e comportamento após a construção, associados aos erros humanos de construção e projeto, são também temas de discussão deste trabalho.

Na Europa, assim como em outras partes do mundo, a reabilitação e a manutenção originam avultados gastos às estruturas existentes de betão armado devido aos seus problemas de durabilidade. Recentemente tem-se falado muito sobre os planos de controlo de qualidade que permitem avaliar, ao longo do tempo, a capacidade de resposta das pontes rodoviárias consoante a sua degradação e alteração das suas solicitações. Contudo, existe uma necessidade clara de desenvolvimento de novas estratégias de avaliação de maior confiança que tem como principal obstáculo a não uniformização dos procedimentos padrão na Europa e no mundo. A Ação COST TU-1406 tem como principal objetivo dar resposta a essas necessidades, diminuindo assim, o risco de colapso das pontes e os custos associados à sua manutenção tardia, sendo que, para tal, é indispensável a consideração dos erros humanos como parte integrante do resultado final do processo de conceção de uma ponte rodoviárias de betão armado e pré-esforçado.

O principal objetivo desta dissertação é o desenvolvimento de uma metodologia para avaliação numérica, segundo um indicador de robustez, do impacto de erros humanos no estado de condição inicial de uma obra de arte. Esta metodologia não deve ser encarada como um caso isolado, mas sim, abrangente a um conjunto de pontes com características semelhantes que permite identificar quais os erros humanos com maior impacto na variação da fiabilidade da estrutura. Desta forma será possível identificar os erros humanos de maior risco para o colapso de uma determinada obra de arte. Este trabalho permitirá que as equipas de projeto, de construção e de gestão sejam capazes de dar uma resposta mais eficiente ao nível da qualidade inicial e do ciclo de vida das pontes, através da consideração do fator humano no resultado final da estrutura. Almeja-se também a extrapolação dos conhecimentos adquiridos com este trabalho para outros casos de necessidade urgente de intervenção, através de contribuições na análise do risco perante erros humanos, e nos planos de controlo de qualidade a serem utilizados pelas entidades gestoras.

### 1.3. Metodologia

A metodologia utilizada no âmbito desta dissertação compreende um conjunto de técnicas de apreciação do risco, ao abrigo da norma (NP EN 31010, 2016), utilizadas na gestão do risco transversal a todas as áreas da engenharia. Tal metodologia foi identificada a partir de uma revisão de literatura previamente efetuada, necessária para o enquadramento e para a realização de qualquer trabalho científico. A metodologia empregue no âmbito desta dissertação, descreve-se através dos seguintes pontos:

- Criação de um espaço para *brainstorming*, junto de especialistas na identificação dos erros de projeto e de construção de pontes mais relevantes;
- Implementação da técnica *Delphi* através da elaboração de um questionário que permite a avaliação dos erros identificados segundo indicadores de risco, e posteriormente a análise e validação dos resultados junto dos membros que constituem o painel de investigação;
- Consideração de um caso de estudo ao qual será efetuada a avaliação das incertezas associadas ao sistema, recorrendo ao método de amostragem por hipercubo-latino;
- Avaliação da fiabilidade de um sistema (caso de estudo) perante os erros de origem humana. O impacto do erro no sistema será avaliado através de um indicador de robustez que se fundamenta nos índices de fiabilidade obtidos da avaliação probabilística efetuada. Todo este processo denomina-se de avaliação da fiabilidade humana (HRA).

## **1.4. Organização da Dissertação**

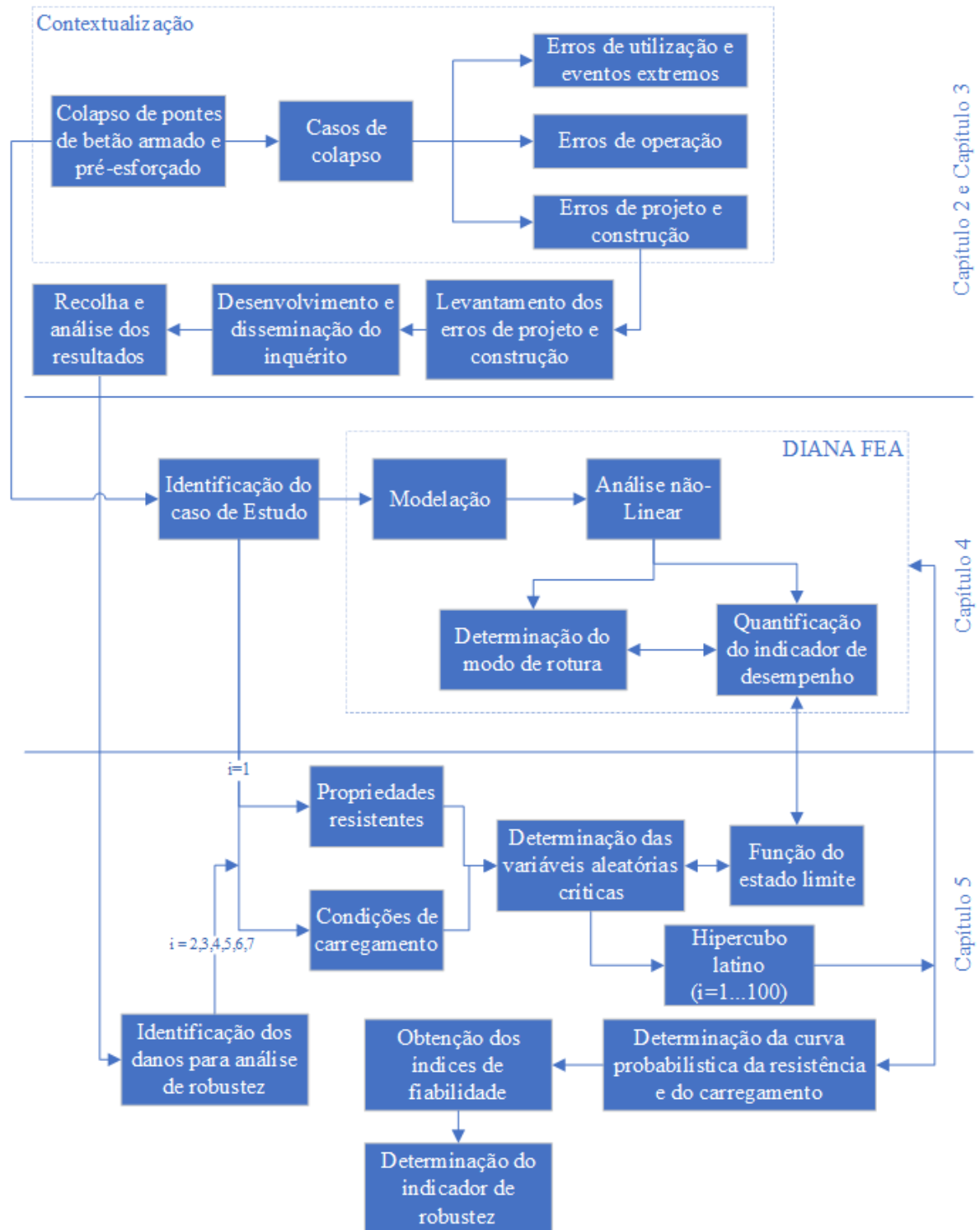
A presente dissertação encontra-se dividida num conjunto de seis capítulos complementares, organizados da seguinte forma:

1. Introdução. O primeiro capítulo visa o enquadramento do tema e as suas motivações, a apresentação dos objetivos deste trabalho, a descrição da metodologia utilizada e a exposição da organização do presente trabalho desenvolvido;
2. Estado da Arte. O segundo capítulo apresenta a exploração da literatura de um conjunto de tópicos indispensáveis para a realização deste trabalho. Este capítulo foi desenvolvido com o objetivo de inteirar o leitor do atual estado de conhecimento sobre a matéria;
3. Análise do Risco dos Erros Humanos. Este capítulo dedica-se ao levantamento dos erros de projeto e construção junto de especialistas, assim como ao desenvolvimento de um inquérito que prevê a avaliação dos erros identificados segundo os indicadores de risco. A análise de resultados, a seriação dos erros segundo os indicadores de risco e a identificação dos erros que representam maior risco para as pontes são também temas de discussão deste capítulo;
4. Caso de Estudo. O quarto capítulo engloba a apresentação de um viaduto de betão armado executado com recurso à utilização de vigas pré-fabricadas e pré-esforçadas, a descrição do processo de modelação, a explanação da análise não-linear efetuada e a discussão dos resultados obtidos segundo o seu indicador de desempenho (fator de carga máxima);
5. Avaliação Probabilística. O quinto capítulo do presente trabalho abrange uma avaliação do caso de estudo segundo as incertezas associadas às suas dimensões geométricas e aos parâmetros de resistências dos materiais, assim como a modelação de alguns dos erros identificados ao longo do capítulo três, e a avaliação do seu impacto na estrutura em causa através dum indicador de robustez;
6. Conclusões. o sexto e último capítulo desta dissertação prevê a discussão dos resultados obtidos, dos objetivos alcançados e dos futuros trabalhos a serem desenvolvidos.

O presente trabalho dispõe também de uma secção dedicada aos anexos.

## 1.5. Organograma da dissertação

De acordo com a metodologia e a organização apresentada para a realização desta dissertação, define-se a HRA adotada para a realização do presente trabalho.



**Figura 1.2** – HRA e Organograma da dissertação.

## 2. REVISÃO DO ESTADO DA ARTE

*One child, one teacher,  
one book, and one pen,  
can change the world.  
“Malala Yousafzai”*

### 2.1. Introdução

A familiarização com o estado de conhecimento de qualquer conteúdo é o primeiro passo para o desenvolvimento de qualquer trabalho científico. Neste sentido propôs-se um capítulo destinado à revisão da literatura, que tem como objetivo inteirar o leitor dos diversos instrumentos que serão utilizadas ao longo da mesma. A construção e aquisição do conhecimento é um processo contínuo e incompleto, como tal, algumas particularidades relativas às abordagens que serão apresentadas ao longo deste trabalho, também serão abordadas fora deste capítulo.

Um sumário dos casos de colapso registados no mundo e a apresentação de alguns exemplos relativos à avaliação do impacto do erro humano na fiabilidade dum sistema serão questões aqui enquadradas. A avaliação da fiabilidade estrutural é outro tema desenvolvido ao longo deste capítulo, juntamente com os indicadores de robustez que serão considerados para a quantificação do impacto do erro humano na variação do índice de fiabilidade da estrutura.



## 2.2. Erros humanos

Desde há muitos anos os engenheiros interiorizaram e as normas têm considerado a importância da qualidade na execução dos projetos, no controlo dos materiais de construção e nos procedimentos de manutenção e reparação, de modo a alcançar níveis de desempenho aceitáveis das estruturas e da sua durabilidade. No entanto, apesar da importância destes conceitos, aproximadamente 90% das falhas estruturais registadas têm sido devido ao baixo controlo da qualidade, que têm levado a que os erros de origem humana sejam uma das principais causas de colapsos de estruturas (Allan, 1992). Os efeitos dos erros humanos na robustez estrutural deve ser avaliado desde a fase de conceção até ao fim do ciclo de vida (Canisius, et al, 2007). As pontes, tal como as outras estruturas, não têm escapado a este cenário.

### 2.2.1. Tipos de colapso

Os colapsos das estruturas, segundo a (COST Action TU0601 - European cooperation in science and technology, 2011), são agrupados em três grupos distintos:

- a) **Falha de carga:** falha geralmente causada pelo carregamento excessivo de um elemento estrutural. Após a falha de um elemento estrutural, devido à falta de capacidade de redistribuição da estrutura ou da inexistência de caminhos alternativos para a distribuição de cargas, acontece muitas das vezes o desencadeamento de colapsos progressivos. Nas situações em que tal não acontece, as restantes componentes estruturais que não foram totalmente afetadas e os materiais empregues na sua construção tornam-se inúteis. O colapso da secção de uma ponte torna a mesma inutilizável tendo apenas como solução única a construção da secção que colapsou, se não a construção de toda a ponte. As consequências associadas a esse tipo de colapso são geralmente de consequências catastróficas.
- b) **Falha no serviço:** este tipo de falha leva a que estrutura esteja impossibilitada de ser utilizada na sua plena capacidade. Por exemplo, quando a componente de uma estrutura exhibe uma certa deformação, resultante de um carregamento que cause algum desconforto ao utilizador na realização de determinadas tarefas, encontra-se perante uma falha de serviço. Esse tipo de falha pode ser corrigido e não é de consequências catastróficas.

- c) **Falha funcional:** quando este tipo de falha ocorre, a estrutura é impossibilitada de servir completamente os objetivos para a qual foi construída. Por exemplo, uma ponte rodoviária ou ferroviária que não seja capaz de suportar o carregamento de todos os veículos que por ela podem passar, não satisfaz a função para a qual foi construída. Nesses casos, o problema pode ser remediado e nesse sentido não é catastrófico, no entanto, a resolução desse tipo de falha é de custos significativos.

Associado aos vários tipos de colapso que vêm surgindo ao longo dos vários anos, sempre existiu algum interesse na identificação das suas causas e na quantificação das suas consequências, de modo a ser possível registrar alguma aprendizagem relativa a esses casos. Esses tipos de falhas podem ser produto de um ou de um conjunto de erros ocorridos durante a fase de projeto, construção, fiscalização, monitorização, reabilitação, inspeção ou ainda utilização.

### 2.2.2. Exemplo de erro: Colapso da ponte de Chirajara

Recentemente, a 16 de janeiro de 2018, registou-se durante a fase de construção o colapso de uma ponte rodoviária atirantada situada na Colômbia, projetada para uma extensão de 450 metros (Figura 2.1 e Figura 2.2). Situada em Chirajara na fronteira das províncias de Cundinamarca e Meta, iria fazer parte de uma autoestrada que liga a capital, Bogotá, à cidade de Villavicencio. O colapso da ponte caracterizou-se pela falha total de um dos mastros, que estava num estado avançado de construção, causando 9 mortos e 5 feridos.



**Figura 2.1** – Colapso da ponte de Chirajara 1 (TVI24, 2018).

O mastro da ponte de Chirajara caracteriza-se pela sua forma arrojada em diamante. Genericamente, as pontes atirantadas podem apresentar vários modos de falha, todavia, apresenta-se seguidamente as hipóteses consideradas para este caso específico:

1. Falha geotécnica por falta da capacidade da fundação em receber as enormes cargas de compressão transmitidas pelo mastro;
2. Incapacidade das ancoragens dos tirantes em suportar as cargas que lhe são transmitidas pelo tabuleiro e que deverão ser encaminhadas para os mastros;
3. Falha devido à baixa resistência das vigas transversais e do diafragma interior, que compõem o mastro, na absorção dos esforços de tração impostos pelas colunas do mastro. Esses esforços são gerados devido à forma em diamante do mastro e na transmissão das cargas de compressão das colunas superiores para as colunas inferiores da mesma.



**Figura 2.2** - Colapso da ponte de Chirajara 2 (TVI24, 2018).

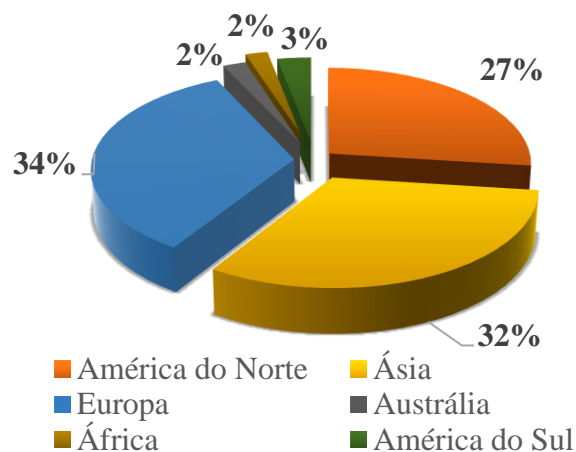
O relatório apresentado por uma empresa mexicana de pré-esforço (MexPresa) indica que, depois de se ter analisado os resultados de um modelo estrutural simplificado, se confirmou a insuficiência da estrutura perante as cargas estáticas resultantes do seu peso próprio durante o processo de construção. Não existem indicações de que a falha se deu devido a um problema geotécnico, pois observou-se que o encabeçamento da fundação manteve a sua posição inicial mesmo depois do colapso. Descarta-se também a hipótese da presença de algum evento exógeno, como sismo ou rajadas de vento. O vídeo que registou o colapso, mostra que a falha da ponte se inicia no próprio mastro e não no tabuleiro da ponte ou pelo rompimento dos

tirantes. Neste sentido iniciou-se um conjunto de investigações relativas aos desenhos de pormenorização apresentados, constatando-se uma insuficiência de pré-esforço na viga transversal que liga as colunas do mastro, comparativamente aos esforços de tração de que lhe eram transmitidos. Identificou-se ainda uma baixa densidade de armaduras no diafragma do mastro, paralelo às vigas transversais, que também estavam altamente tracionados. O muro diafragma de 50 cm de espessura, que liga as colunas inferiores, apresenta nos desenhos de pormenorização as armaduras principais no sentido vertical e as armaduras secundárias no sentido horizontal, enquanto o seu funcionamento requeria o oposto.

Uma vez que, apenas um dos mastros colapsou, primeiramente tinha-se levantado a hipótese, de que um erro de construção que tenha afetado apenas um dos mastros, tinha sido a causa do problema. Contudo, perante as observações acima efetuadas concluiu-se estar perante um erro de projeto. Neste sentido, o relatório apresentado pela MexPresa recomenda a demolição controlada do mastro que ainda se encontra de pé, pois o mesmo padece do erro referido, estando assim em fase inicial de colapso.

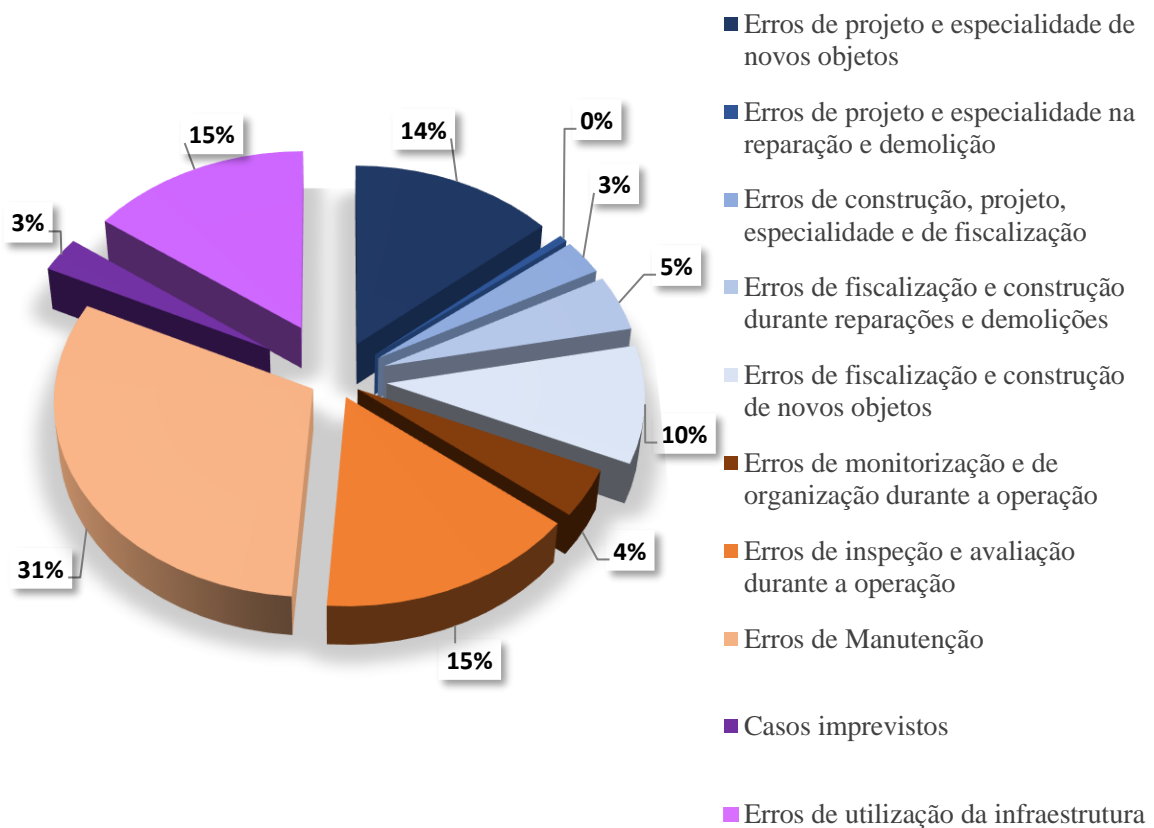
### 2.2.3. Base de dados - colapso de pontes

Recentemente, num *workshop* sobre “Incertezas e erro humano na engenharia de estruturas” organizado pela IABSE (Associação internacional de pontes e engenharia de estruturas), foi apresentado uma base de dados de colapso de pontes, desenvolvida pelo departamento de ciclo de vida da TransMost (St. Petersburgo, Rússia), com mais de 452 casos de colapso registados em todo o mundo (Figura 2.3) desde 1966 a 2017.



**Figura 2.3** – Localização dos colapsos registados (Syrkov, 2017).

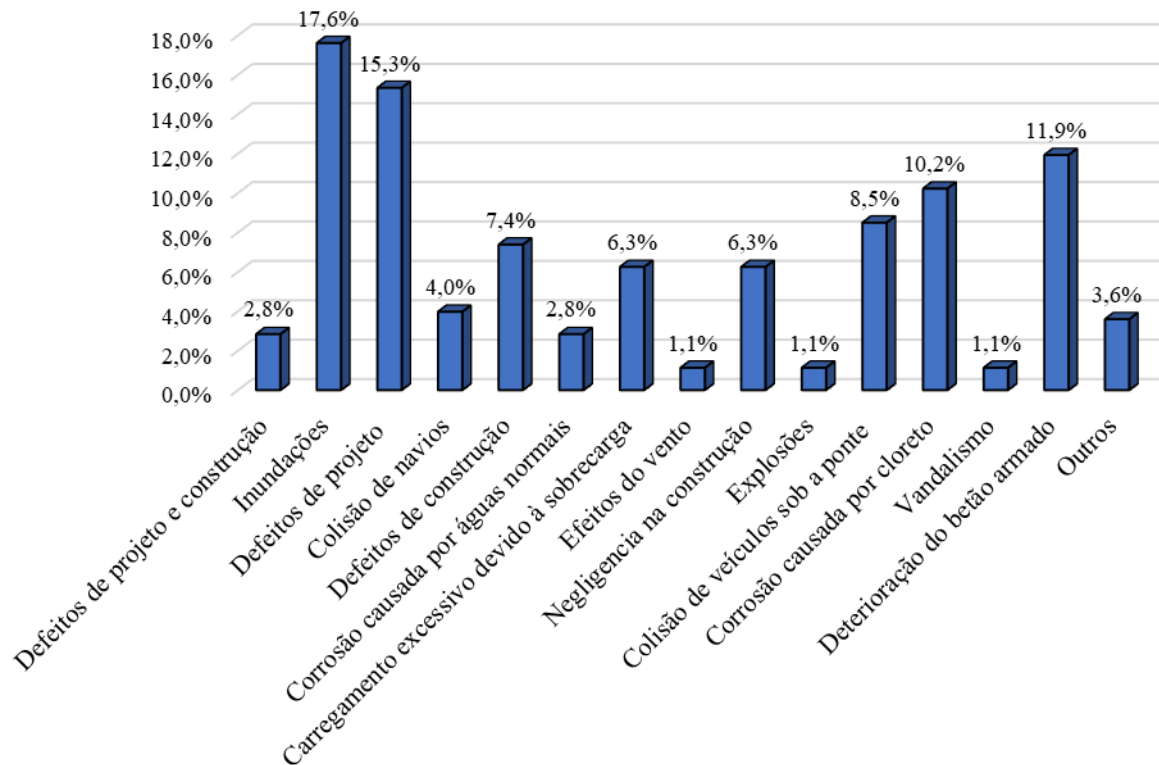
A pouca representatividade dos casos de colapso referentes a África, América do Sul e Austrália deve-se ao baixo volume de informação conseguida sobre estas regiões, contudo têm sido feitos esforços no sentido da obtenção de maiores informações. As análises aqui apresentadas são referentes à base de dados apresentada a 15 de fevereiro de 2017 em Helsínquia, no entanto informações obtidas recentemente indicam a evolução da base de dados para 600 casos de colapso. Dos casos de colapso registados resultaram um total 2625 mortos e 3633 feridos. As pontes rodoviárias aparecem nessa base de dados com alguma expressão, representando cerca de 85% dos casos de colapso. Da análise da base de dados identificou-se um conjunto de 177 casos de colapso de pontes de betão armado e pré-esforçado e as respetivas causas de colapso segundo as categorias apresentadas na Figura 2.4.



**Figura 2.4** – Agrupamento dos casos de colapso de pontes de betão armado e pré-esforçado segundo diferentes categorias de erro humano (Syrkov, 2017).

Em correspondência com a Figura 1.1, da análise da Figura 2.4 pode-se identificar com maior detalhe os erros que representam os 31% dos casos de colapso desencadeados pelos erros de projeto e construção, os 51% dos colapsos relativos aos erros de operação e os 18% dos casos

representados pelos eventos extremos e erros de utilização. Aos grupos de erros apresentados na Figura 2.4 e utilizados para categorização dos casos de colapso, foram também associados um conjunto de eventos principais apresentados na Figura 2.5, que permitem detalhar ainda mais os casos de colapso.



**Figura 2.5** – Eventos principais associados aos erros identificados na Figura 2.4.

O registo e a descrição dos casos de colapso de pontes vem sendo uma questão considerada por muitos autores (Scheer, 2010)(E. S. Cavaco, 2013)(Albino & Branco, 2003), uma vez que é de algum interesse aprender com esses casos e evitar casos similares. A construção da base de dados levou à determinação da representatividade dos erros de projeto e construção no colapso das pontes. A base de dados permitiu também averiguar que existe uma tendência crescente para o aumento dos colapsos que se devem a erros de operação, e que as consequências associadas aos colapsos das pontes também têm vindo a aumentar. De acordo com a base de dados apresentada, também se concluiu que o número de fatalidades associado ao colapso das pontes é comparável aos valores estatísticos registados das quedas de aviões, sendo necessário um esforço internacional conjunto para melhorar a gestão do risco ligada às pontes (Syrkov, 2017).



## **2.3. Avaliação da fiabilidade humana**

A avaliação da fiabilidade humana (HRA) expõe o impacto do ser humano no desempenho das funções de um sistema através da avaliação qualitativa ou quantitativa da influência do erro humano na fiabilidade e segurança do sistema (Swain, 1990). Dentro daquilo que tem sido os desenvolvimentos alcançados nesta área de trabalho, desenvolveram-se técnicas como HEART (Avaliação do erro humano e as técnicas de redução), THERP (Técnica de previsão do erro humanos), CREAM (Fiabilidade cognitiva e métodos de análise de erros humanos) e outros. A maior parte destes desenvolvimentos estão principalmente ligados às indústrias nucleares, aviação, exploração espacial e caminhos de ferro (Liu & Liu, 2013). As principais vantagens e as limitações da HRA incluem os seguintes aspetos (NP EN 31010, 2016):

### **Vantagens:**

- A HRA fornece um mecanismo formal para a consideração do erro humano na avaliação dos riscos associados a um sistema em que os seres humanos desempenham frequentemente um papel importante;
- A consideração formal dos modos de equívoco humano e dos seus mecanismos podem ajudar a reduzir a probabilidade de falha devido ao erro humano.

### **Limitações:**

- A complexidade e a variabilidade da ação do ser humano torna difícil a definição dos modos de equívocos simples e das suas probabilidades;
- Muitas das atividades do ser humano não têm um modo simples de atuação. A HRA tem dificuldade em lidar com falhas parciais ou falhas associadas à qualidade ou a más tomadas de decisão.

As metodologias THERP e HEART são classificadas como técnicas de HRA de primeira geração e o seu aparecimento foi um passo inicial importante no desenvolvimento da HRA na indústria. As técnicas de primeira geração caracterizam-se pela relação estímulo-resposta na execução de uma atividade e está limitada a árvores de eventos binários falha-sucesso (Bayout Alvarenga & Fonseca, 2009). São consideradas técnicas de primeira geração devido ao facto de a quantificação da frequência do erro humano não considerar os mecanismos do erro humano, mecanismos esses que são característicos das técnicas de segunda geração. Estes

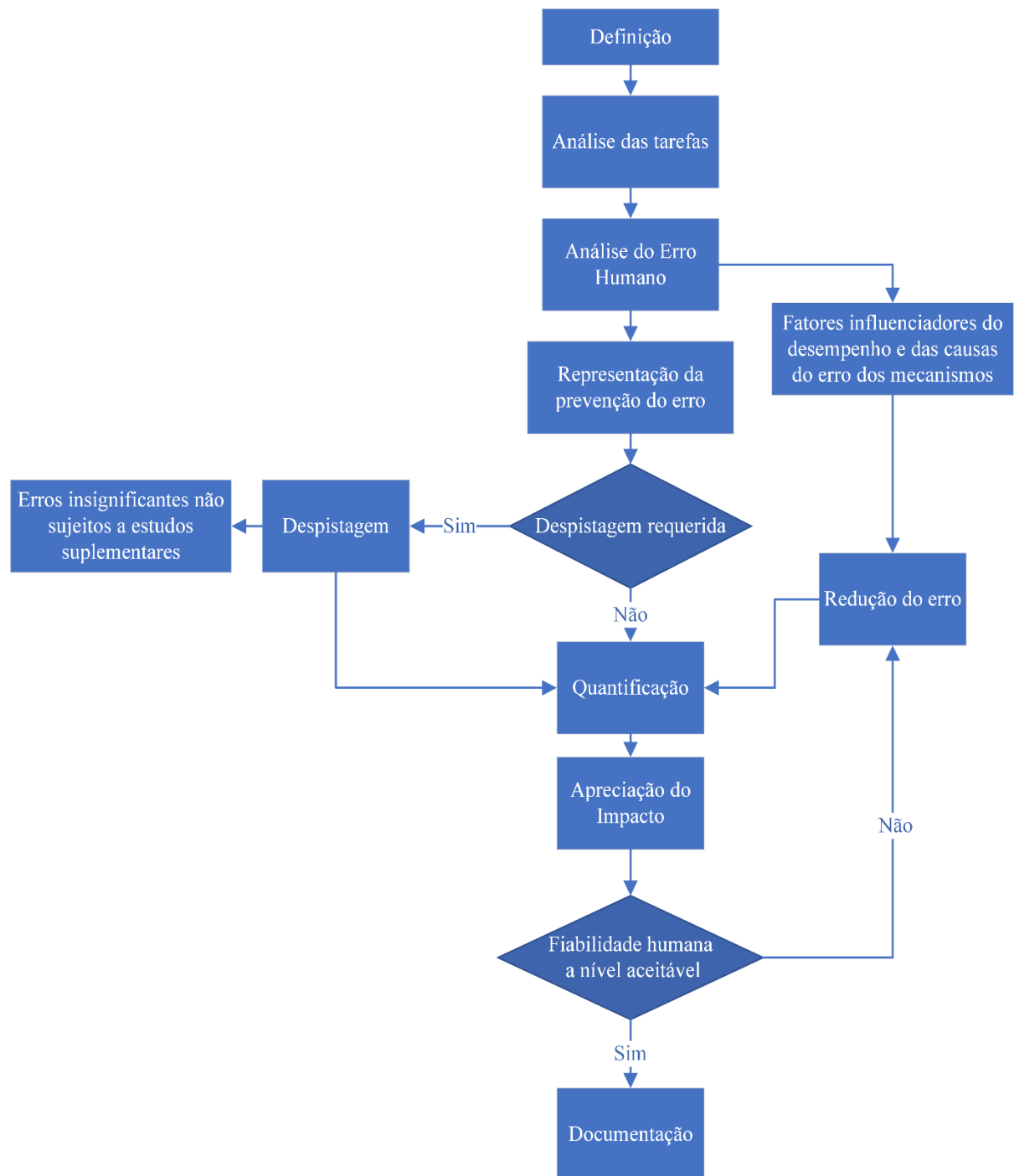
mecanismos dependem dos três níveis cognitivos do ser humano no processamento de informação: a consciência na execução duma tarefa, a capacidade de interpretação da informação associada à tarefa em causa e a capacidade de aquisição ou geração do conhecimento associado à execução da tarefa. A metodologia CREAM é classificada como uma HRA de segunda geração que usa árvores de eventos que estende a descrição dos modos do erro para além da categorização binária falha-sucesso. Neste método as atividades cognitivas (ex: observação, comunicação, avaliação, verificação, planeamento, etc) são avaliadas de acordo com as condições do meio que podem afetar o desempenho do homem na execução de uma atividade.

### 2.3.1. HRA - Exemplo 1

O processo da HRA é descrito genericamente segundo a (NP EN 31010, 2016) pelas seguintes etapas:

- Definição do problema:** quais os tipos de envolvimento humano que devem ser investigados e avaliados?
- Análise das tarefas:** como será executada a tarefa e que tipo de ajudas serão necessárias para apoiar o desempenho?
- Análise do erro humano:** como pode o desempenho da tarefa falhar? Que erros podem ocorrer e como podem ser reparados?
- Representação:** como podem estes erros, ou falhas do desempenho das tarefas, ser integrados com os outros eventos de *hardware*, *software* e ambientais para permitir o cálculo das probabilidades da falha global do sistema?
- Despistagem:** existem quaisquer erros ou tarefas que não requerem uma quantificação detalhada?
- Quantificação:** quão prováveis são os erros individuais e as falhas das tarefas?
- Apreciação do impacto:** que erros ou tarefas são mais importantes, ou seja, quais os que têm a maior contribuição para a fiabilidade ou para o risco?
- Redução dos erros:** como pode ser alcançada uma maior fiabilidade humana?
- Documentação:** que detalhes da HRA necessitam de ser documentados?





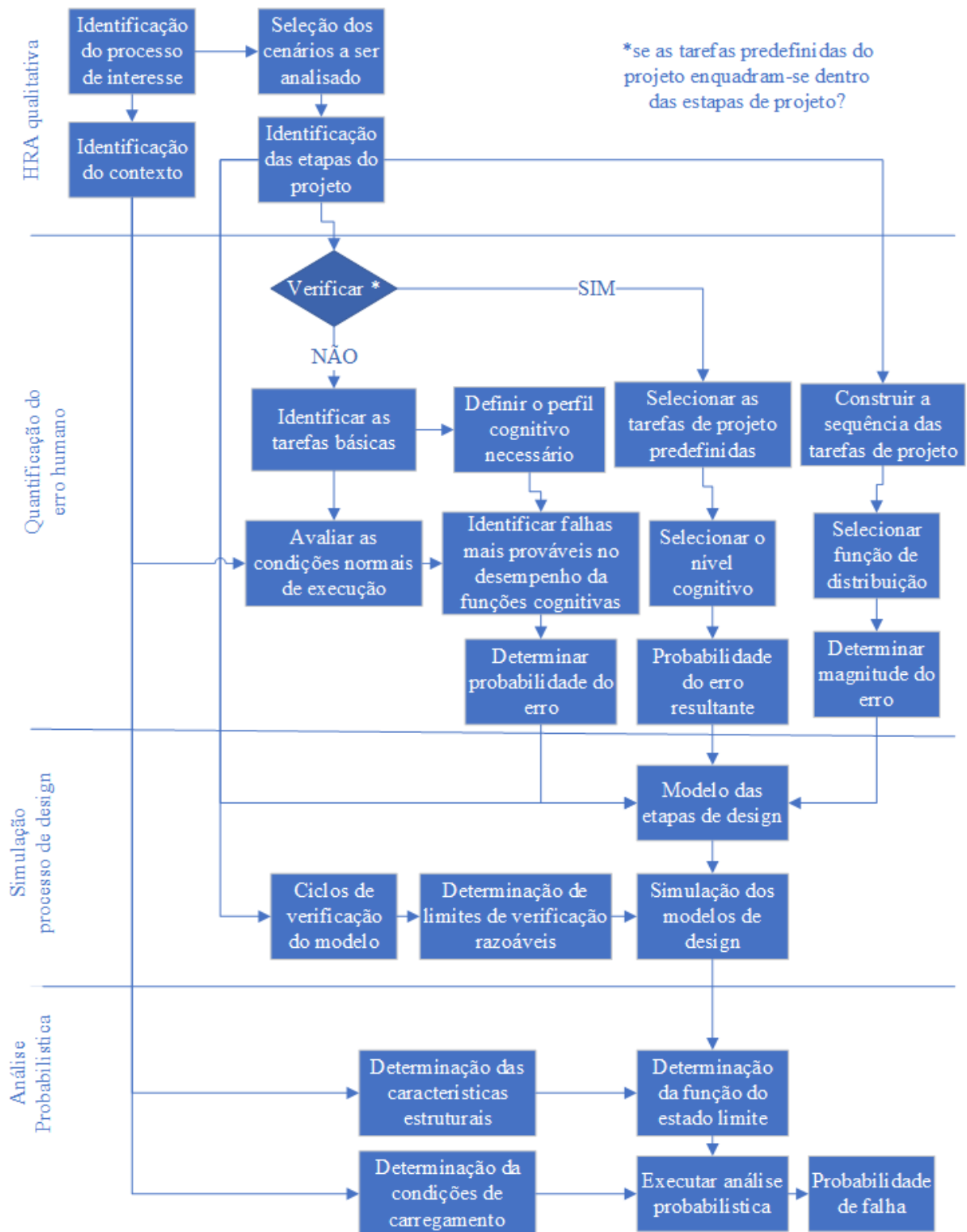
**Figura 2.6** – Exemplo da avaliação da fiabilidade humana (NP EN 31010, 2016).

De acordo com (Kirwan, 1994), HRA tem as seguintes três funções bases; (i) identificação do erro humano que pode afetar o sistema, (ii) Quantificação do erro humano, (iii) Tratamento do erro, reduzindo a sua probabilidade de ocorrência e mitigando as suas consequências.

### 2.3.2. HRA - Exemplo 2

Outro processo recente da HRA apresentado pela *Delft University of Technology* (Haan, 2012), que se baseia em duas metodologias distintas, a metodologia CREAM (utilizada para quantificar a probabilidade do erro ao nível das tarefas) e a metodologia de Stewart & Melchers, (1989) (utilizada para quantificar a probabilidade do erro ao nível do elemento estrutural), é descrito pelas seguintes quatro etapas:

- **HRA qualitativa** - esta etapa define-se pela seleção dos cenários a considerar nas análises posteriores e pelo estabelecimento do contexto na realização do projeto e dos passos necessários para realização da mesma. Este processo é necessário para a concentração das etapas indispensáveis para a realização do projeto, que valem a pena ser consideradas na análise quantitativa da HRA, uma vez que a mesma é um processo muito complexo.
- **Quantificação do erro humano** - A segunda etapa destina-se à quantificação dos erros humanos (HEQ). Com base nas etapas de projeto identificadas e no contexto estabelecido, é determinada a probabilidade do erro humano (HEP) e magnitude do erro (EM) para cada tarefa de projeto. Estes HEPs e EMs juntos formam uma representação probabilística do erro humano dentro de uma tarefa de projeto.
- **Simulação do processo de design** - A terceira etapa deste processo dedica-se à simulação do processo de design. Através deste processo, os HEPs e as EMs individuais, resultantes da quantificação da etapa anterior, serão combinadas por meio das simulações de Monte Carlo. Desta etapa resulta uma representação probabilística da capacidade de carga dos elementos estruturais resultantes das tarefas anteriormente definidas.
- **Análise probabilística** - Na última etapa é efetuada uma análise probabilística baseada na distribuição probabilística do erro, obtida na etapa anterior. Essas distribuições, juntamente com a distribuições de carga e os parâmetros relevantes que definem os materiais, são usadas para desenvolver uma análise probabilística que permite determinar a probabilidade de falha da estrutura.



**Figura 2.7** – Modelo da HRA apresentado pela *Delft University of Technology*.

## 2.4. Análise probabilística

Ao processo de concepção de uma estrutura estão associadas diversas fontes de incertezas, que podem condicionar os estados limites da estrutura, levando assim a comportamentos ou desempenhos pouco desejados. As diversas fontes de incertezas são de natureza distintas podendo estar associadas à capacidade resistente e ao comportamento dos materiais, à evolução das condições de carregamento, às limitações dos métodos numéricos utilizados, às características da exposição ambiental e ao fator humano (Ayyub & White, 1987). A consideração dessas incertezas passa geralmente pela utilização de algoritmos que permitem quantificar a segurança da estrutura através do índice de fiabilidade ou da probabilidade de falha. A obtenção desses indicadores vem da comparação das curvas de distribuição probabilística das ações e da capacidade resistente da estrutura (Matos, Cruz, Valente, Neves, & Moreira, 2016).

### 2.4.1. Estados limites

O estado limite de uma estrutura representa a fronteira entre o comportamento estrutural desejado e não desejado numa estrutura. O termo “falha estrutural”, que está diretamente associado aos estados limite numa estrutura, pode ter vários significados dependendo do tipo de comportamento considerado como sendo admissível e não admissível. Por esta razão define-se a falha estrutural como sendo um estado de condição em que uma estrutura não consegue satisfazer os requisitos mínimos da função para a qual foi projetada. Dentro daquilo que é a abordagem tradicional, os estados limites numa estrutura estão divididos em 3 grandes grupos (Nowak & Collins, 2000).

- **Estado limite último de resistência (ELU)** – o estado limite último numa estrutura está diretamente associado à perda da sua capacidade de carga máxima. Neste contexto, a capacidade resistente dos materiais que constituem os seus elementos é esgotada devido aos esforços de flexão, corte, torção, compressão e tração. As consequências associadas a este estado limite são geralmente de natureza catastrófica.
- **Estado limite de serviço (ELS)** – o estado limite de serviço está diretamente relacionada com a degradação gradual da estrutura, o conforto do utilizador e os custos

de manutenção. Este estado limite traduz-se na verificação do excesso de vibração, excesso de deformação, deformações permanentes e fissuração.

- **Estado limite último de fadiga** – o estado limite de fadiga está relacionado com a perda da capacidade resistente de uma estrutura face ao ciclo de carga-descarga, pois, uma estrutura pode colapsar para carregamentos inferiores à sua capacidade máxima devido à acumulação e propagação de danos, quando sujeita a carregamentos cíclicos.

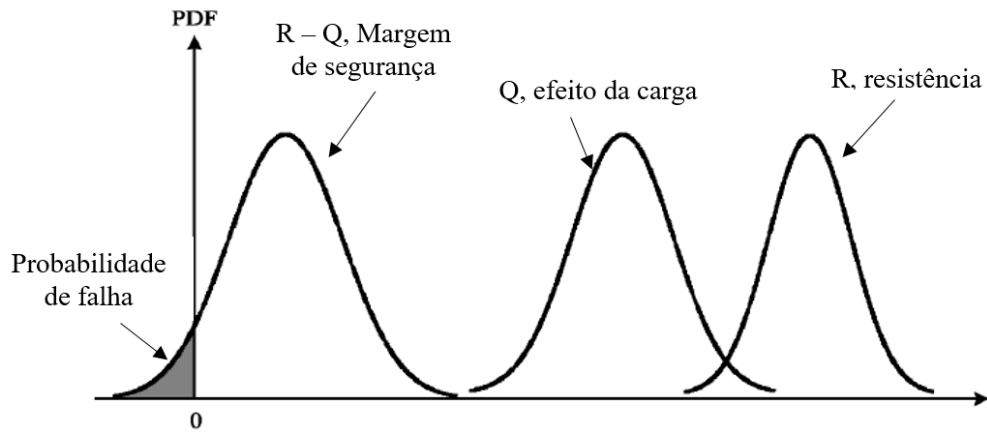
#### 2.4.2. Probabilidade de rotura

Na análise probabilística, o estado limite de uma estrutura é representado por uma função denominada “função de estado limite”. Considerando o colapso ou a falha duma viga em que a solicitação à flexão, representada por uma distribuição probabilística  $Q$ , pode ser superior à capacidade resistente da secção em causa, representada por uma distribuição probabilística  $R$ , podemos então definir a função que representa a margem de segurança da estrutura como sendo a função  $g$ , que se segue:

$$g(R, Q) = R - Q \quad (2.1)$$

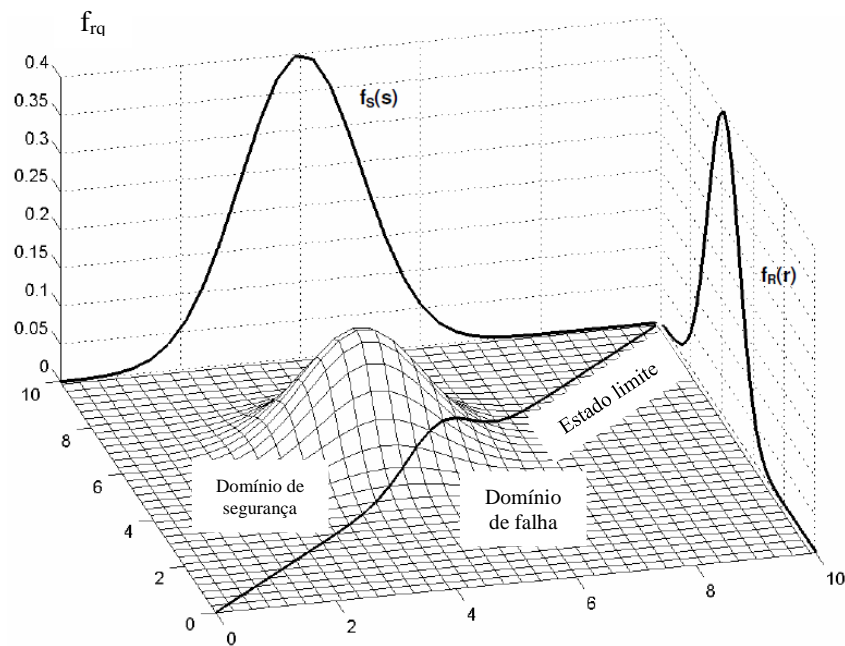
A função de estado limite corresponde à margem de segurança nula, onde a solicitação iguala a resistência,  $g(R - Q) = 0$ . Para  $g > 0$ , o desempenho da estrutura está dentro daquilo que é considerado o comportamento desejado, e para  $g < 0$ , o desempenho estrutural é indesejado. Sendo  $R$  e  $Q$  duas variáveis aleatórias às quais estão associadas um certo nível de incerteza, que se representa pelas suas funções de distribuição probabilística, pode-se afirmar que ao desempenho indesejado da estrutura está associado uma probabilidade de falha ( $P_f$ ).

$$P_f = P(R - Q < 0) = P(g < 0) \quad (2.2)$$



**Figura 2.8-** Função de distribuição probabilística do efeito da carga, da resistência e da margem de segurança (Nowak & Collins, 2000).

Sendo  $R$  e  $Q$  duas variáveis aleatórias ao qual estão associados uma função  $f_{rq}$  de distribuição probabilística, a representação gráfica desses dois domínios, onde  $R$  e  $Q$  são duas dimensões distintas, teremos uma representação 3D onde o estado limite é delimitado pelos pontos onde  $R = Q$ .



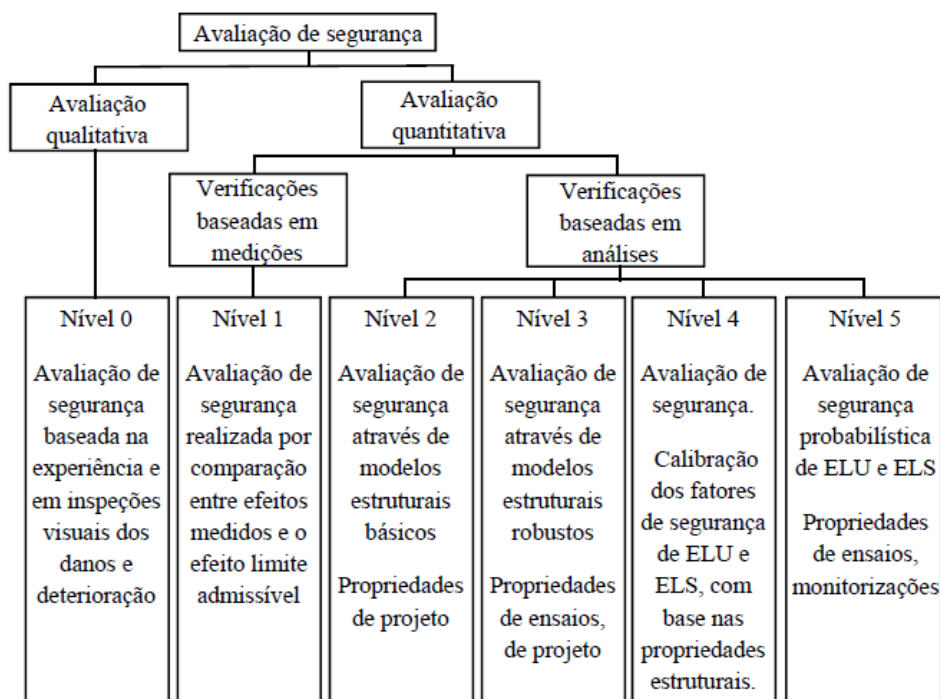
**Figura 2.9 –** Representação tridimensional da função probabilística  $f_{rq}$  (Rücker, Hille, & Rohrmann, 2006).

O desempenho de uma estrutura pode ser descrito utilizando vários parâmetros  $X_1, X_2, \dots, X_n$ , que definem a capacidade resistente ou o carregamento da estrutura, tais como o peso próprio, a sobrecarga, o comprimento do vão, a altura da viga, a resistência à compressão, a tensão de plastificação da armadura, o momento de inércia da secção, etc. Sendo assim, a função do estado limite será uma função " $g$ " que relaciona os " $n$ " parâmetros,  $g(X_1, X_2, \dots, X_n)$ .

O cálculo direto da probabilidade de falha  $P_f$ , apresentado na equação 2.2, é geralmente de extrema dificuldade, se não impossível, nesse sentido é conveniente medir a segurança estrutural utilizando o índice de fiabilidade ( $\beta$ ).

### 2.4.3. Avaliação de segurança de estruturas

A avaliação da segurança de uma estrutura pode ser levada a cabo através de diversos métodos, de sofisticação e dificuldade variável. O objetivo principal das avaliações de segurança é analisar a capacidade de carga da estrutura e/ou prever o comportamento da mesma com a máxima precisão e minorando os custos associados, uma vez que se deve evitar o conservadorismo indevido e as restrições exageradas. A avaliação da segurança de estruturas está dividida em 6 níveis que permitem estruturar o processo de avaliação. Esses níveis não são imperativos e os seus limites são flexíveis (Rücker et al., 2006).



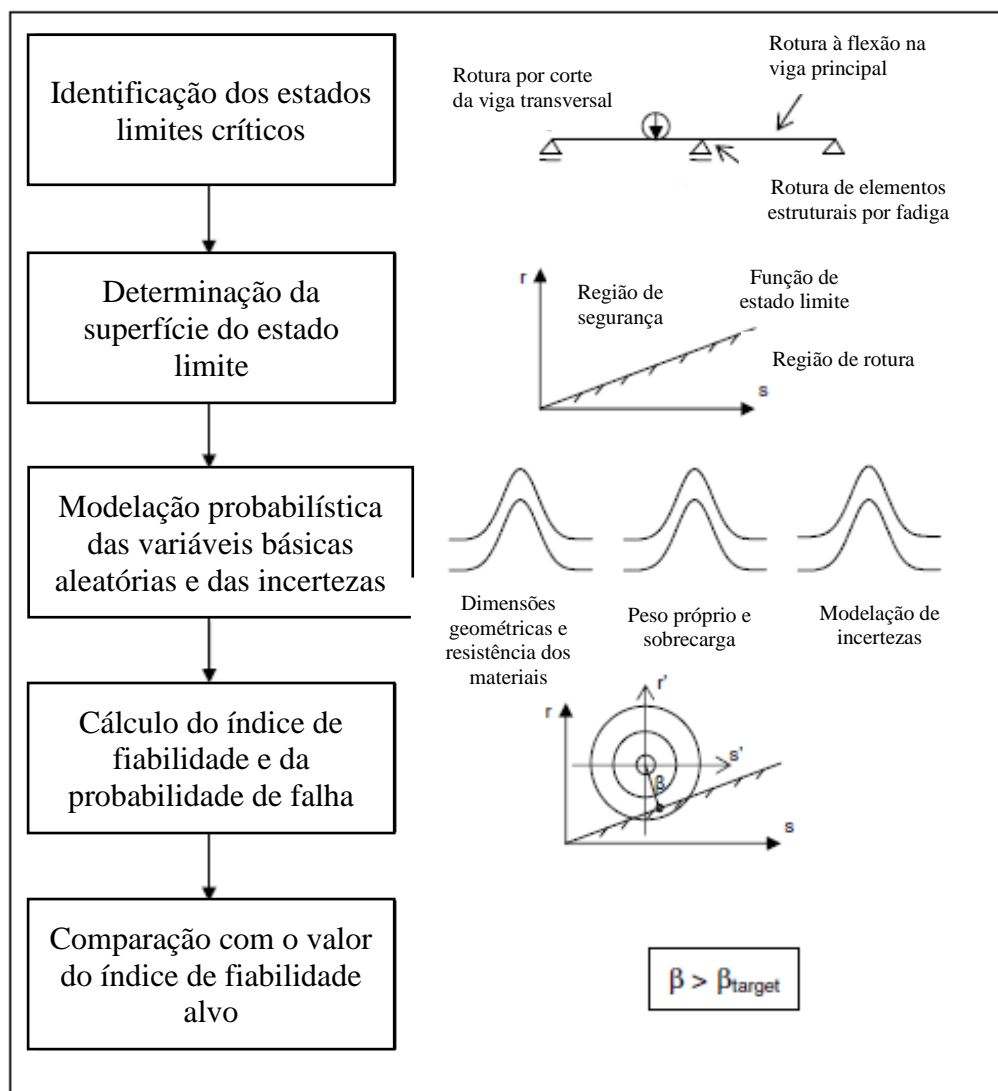
**Figura 2.10** – Níveis de verificação de segurança estrutural (Rücker et al., 2006).

Na maioria dos casos é criteriosamente aconselhado a iniciação da avaliação com métodos simplistas, utilizando fatores de segurança. Os métodos mais sofisticados deverão ser utilizados para as situações em que a capacidade de carga da estrutura for atingida.

- **Nível 0 – Avaliação qualitativa informal:** A avaliação da segurança neste nível, consiste na avaliação visual, segundo a experiência do engenheiro, dos sinais de deterioração da estrutura, como por exemplo, a corrosão nos elementos de aço, a fissuração e delaminação da superfície do betão.
- **Nível 1 – Medição dos efeitos do carregamento de serviço:** Este método consiste na avaliação do estado de serviço da estrutura através do carregamento e da medição de alguns valores que sejam representativos do estado de serviço e de seguida compara-los com os valores limites admissíveis dados pelas normas aplicáveis.
- **Nível 2 – Coeficientes parciais de segurança, baseado na revisão de documentos:** Avaliação da capacidade de carga e comportamento em serviço efetua-se usando informações dos documentos de dimensionamento, construção e inspeção. A análise estrutural efetuada considera métodos simplistas e a verificação ao ELU e ao ELS é baseada na utilização de coeficientes parciais de segurança.
- **Nível 3 – Coeficientes parciais de segurança baseados em ensaios suplementares:** A avaliação da capacidade de carga e do estado limite de serviço considera os coeficientes parciais de segurança e baseia-se nos resultados de análise não destrutivas anteriormente efetuadas. A análise estrutural utiliza métodos numéricos mais complexos com modelos mais detalhados.
- **Nível 4 – Coeficientes parciais de segurança modificados:** tendo em conta as características de segurança específicas da estrutura, o índice de fiabilidade alvo de avaliação é modificado. Neste sentido, os coeficientes parciais de segurança têm de ser modificados de modo a corresponder à margem de segurança ajustada, contudo a avaliação continua a ser puramente determinística, uma vez que os valores nominais fixos ou característicos são usados para definir os parâmetros de resistência e carregamento.
- **Nível 5 – Avaliação puramente probabilística:** neste nível, a avaliação da segurança considera todas as variáveis básicas aleatórias, das quais dependem a capacidade de carga e o carregamento da estrutura, com as suas respetivas propriedades estatísticas de modo a modelar as incertezas associadas à estrutura. Utilizando modelos numéricos



avancados neste nível de avaliação também se considera danos adquiridos de inspeções e/ou da monitorização da estrutura.



**Figura 2.11** – Procedimento para avaliação probabilística (Rücker et al., 2006).

#### 2.4.4. Índice de fiabilidade de Hasofer-Lind

Para a definição do índice de fiabilidade de Hasofer-Lind, primeiramente é preciso converter as variáveis aleatórias envolvidas para a sua forma normalizada ou para as também chamadas variáveis reduzidas. Para as variáveis aleatórias  $R$  e  $Q$  definem-se as suas variáveis reduzidas como sendo:

$$Z_R = \frac{R - \mu_R}{\sigma_R} \quad (2.3)$$

$$Z_Q = \frac{Q - \mu_Q}{\sigma_Q} \quad (2.4)$$

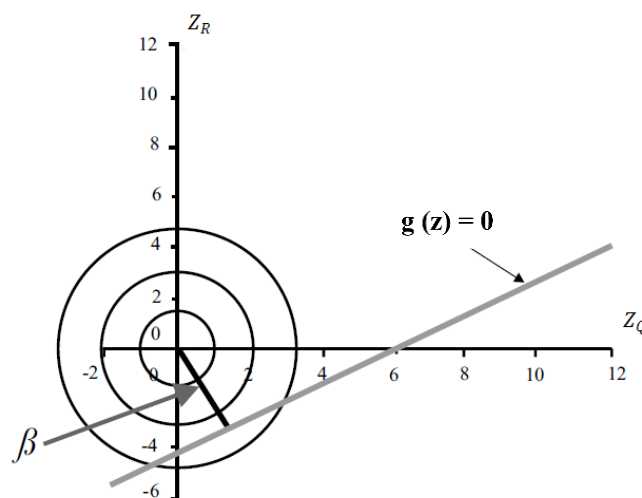
Resolvendo as equações anteriores em ordem a R e Q, pode-se escrever as variáveis aleatórias em função das duas variáveis reduzidas,  $Z_Q$  e  $Z_R$  e por fim escrever a equação da função do estado limite,  $g(R, Q) = R - Q$ , em função das variáveis reduzidas.

$$R = \mu_R + Z_R \sigma_R \quad (2.5)$$

$$Q = \mu_Q + Z_Q \sigma_Q \quad (2.6)$$

$$g(Z_R, Z_Q) = \mu_R + Z_R \sigma_R - \mu_Q - Z_Q \sigma_Q = (\mu_R - \mu_Q) + Z_R \sigma_R - Z_Q \sigma_Q \quad (2.7)$$

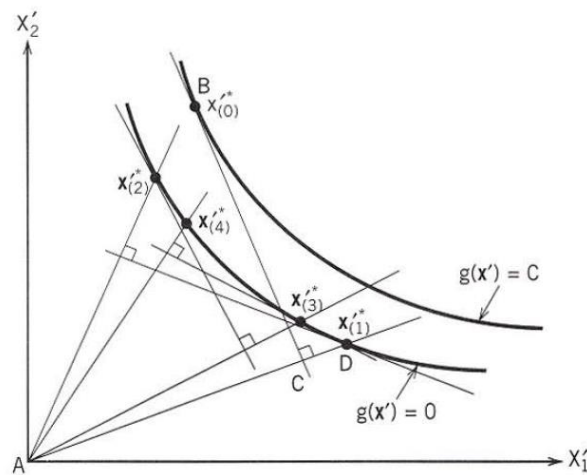
O índice de fiabilidade de Hasofer-Lind, também denominado de método avançado de primeira ordem e segundo momento (AFOSM), é conhecido por não apresentar um problema de invariância relativamente à forma específica da função do estado limite (Nowak & Collins, 2000). Um estado limite pode ser definido por mais do que uma função, e em outras formulações, como é o caso do método de primeira ordem e segundo momento (FOSM), duas funções distintas que representam um mesmo estado limite, que separa a região de segurança da de insegurança, levam a valores distintos do índice de fiabilidade, gerando assim o problema denominado de falta de invariância



**Figura 2.12** – Índice de fiabilidade para uma função de estado limite no espaço de variáveis reduzidas Z (M. Faber, 2007).

A correção do índice de fiabilidade de Hasofer-Lind (AFOSM) em relação ao FOSM é a avaliação do índice de fiabilidade no ponto conhecido como o “*design point*”, que representa o ponto na função do estado limite de menor distância à origem do espaço de variáveis reduzidas. Neste método, o índice de fiabilidade ( $\beta$ ) é definido como a distância entre o ponto de dimensionamento e a origem do espaço de variáveis reduzidas. Se as variáveis aleatórias  $R$  e  $S$  forem normais e a função de estado limite linear, o índice de fiabilidade segundo o FOSM (dada pela equação 2.8) e a AFOSM são iguais (Haldar & Sankaran, 2000). Contudo, se a função do estado limite for não linear, será necessário um processo iterativo para encontrar o “*design point*” no espaço de variáveis reduzidas de modo a que o índice de fiabilidade continue a corresponder à menor distância entre a origem e a função do estado limite (Nowak & Collins, 2000). Para determinar o “*design point*” existem dois métodos, o método das equações simultâneas e o método das matrizes que podem ser consultadas em várias referências como Faber, 2007; Haldar & Sankaran, 2000; e Nowak & Collins, 2000.

$$\beta = \frac{a_0 + \sum_{i=1}^n a_i \mu_{x_i}}{\sqrt{\sum_{i=1}^n (a_i \sigma_{x_i})}} \quad (2.8)$$



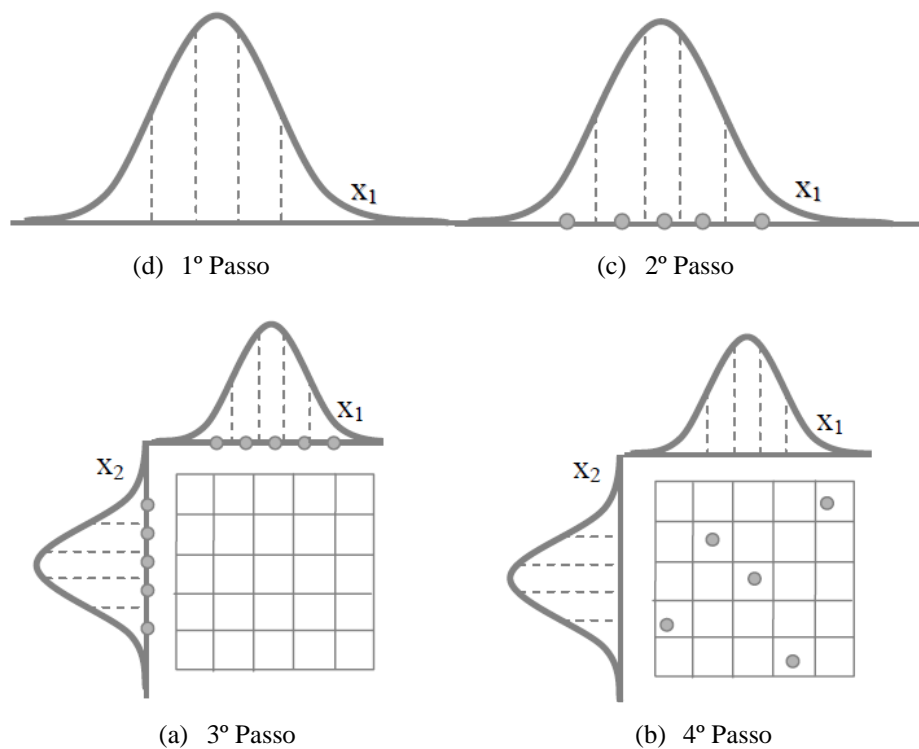
**Figura 2.13** – Representação gráfica do processo iterativo (Haldar & Sankaran, 2000).

Para além dos métodos de primeira ordem (FORM), onde a equação de aproximação da função do estado limite segue a série de expansão de Taylor de primeira ordem, existe o método de segunda ordem (SORM) cuja aproximação da função do estado limite segue a série de expansão de Taylor de segunda ordem. A curvatura da função do estado limite não linear no método de primeira ordem é ignorada, uma vez que esta utiliza apenas uma aproximação linear da função

no “*design point*”. Sendo assim, a informação relativa à curvatura da função do estado limite é ignorada levando a que este método seja mais ou menos preciso, dependendo do grau de curvatura da função do estado limite (Haldar & Sankaran, 2000).

#### 2.4.5. Método de amostragem por Hipercubo-latino (Nowak & Collins, 2000)

O método de amostragem por Hipercubo Latino é uma técnica que permite reduzir o número de simulações necessárias para uma avaliação probabilística, conservando a fiabilidade dos resultados. Neste método, os valores associados a cada uma das variáveis aleatórias são divididos em pequenos grupos, dentro de cada variável aleatória (1º passo), e um valor pertencente a cada um desses grupos é selecionado como o valor representativo do grupo a que pertence (2º passo). Os valores representativos de cada uma das variáveis aleatórias (3º passo) são então combinados de modo a que cada valor representativo de cada grupo de uma variável aleatória seja combinado uma única vez com um valor representativo de cada grupo da outra variável aleatória (4º passo). Desta forma, todos os possíveis valores de cada variável aleatória são considerados nas simulações, através de um valor representativo.



**Figura 2.14** - Método de amostragem por hipercubo-latino (Choi, Canfield, & Grandhi, 2007).

#### 2.4.6. Índice de fiabilidade alvo

Os níveis de fiabilidade que se aplicam a uma determinada estrutura poderão ser especificados por um ou ambos os modos que se seguem: pela classificação da estrutura como um todo e/ou pela classificação das suas componentes (NP EN 1990, 2009). A escolha do índice de fiabilidade alvo deverá ter em conta as possíveis consequências do colapso da estrutura, em termos de perdas de vida, feridos, potenciais perdas económicas e o grau de inconveniência social. A escolha do índice de fiabilidade alvo também deverá ter em conta os custos e a dimensão da intervenção necessária para a redução do risco de falha (FIB, 2010). O índice de fiabilidade alvo, para além dos fatores acima referidos, também depende do estado limite em análise. Dentro do ELU, segundo a NP EN 1990: 2009, o índice de fiabilidade alvo encontra-se dividido nas três seguintes classes de consequências (CC) diretamente relacionado com as classes de fiabilidade(RC):

- **CC3-** Consequências elevadas em termos de perda de vidas humanas; ou consequências económicas, sociais ou ambientais muito importantes. Ex: Bancada de estádios, edifícios públicos com elevada concentração de pessoas;
- **CC2-** Consequências moderadas em termos de perdas de vidas humanas; consequências económicas, sociais ambientais medianamente importantes. Ex: Edifícios de habitação e escritório;
- **CC1-** Consequências baixas em termos de perdas de vidas humanas e consequências sociais, económicas ou ambientais pouco importantes ou desprezáveis. Ex: Edifícios agrícolas normalmente não ocupados permanentemente por pessoas

**Tabela 2.1** – Valores do índice de fiabilidade alvo para o ELU (NP EN 1990:, 2009).

Classe de fiabilidade	Valores mínimos de $\beta$	
	Período de referência de 1 ano	Período de referência de 50 anos
RC3	5,2	4,3
RC2	4,7	3,8
RC1	4,2	3,3

Outros valores alvos do índice fiabilidade direcionados para viadutos e pontes, com maior detalhe e que considerem a influência do sistema estrutural na análise, podem ser consultadas em outras normas como a *fib Model Code for Concrete Structures* 2010 e a JCSS 2001.

## 2.5. Análise de robustez

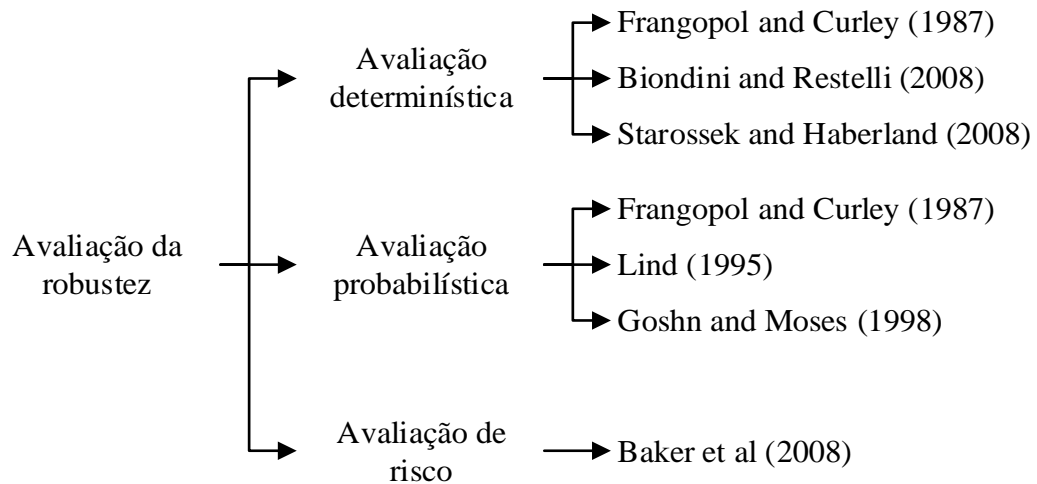
Tradicionalmente, a concepção estrutural concentra-se em fornecer níveis de segurança adequados para que os sistemas estruturais sejam capazes de sustentar as ações máximas esperadas dentro do seu tempo de vida útil. As ameaças que representam algum risco, tais como, os erros humanos, os eventos extremos naturais e aceleração do processo de degradação, combinados com os limitados recursos para manter e aprimorar as infraestruturas em envelhecimento exigiram uma revisão do processo de verificação da segurança de modo a incluir conceitos que ajudem na redução da probabilidade de colapso das estruturas, perante tais ameaças. Uma vez que é de extrema dificuldade o desenvolvimento de modelos probabilísticos que caracterizem os eventos extremos e que permitam quantificar os seus efeitos na avaliação da segurança das estruturas, a consideração de conceitos como a redundância estrutural, a robustez estrutural e o potencial de um colapso progressivo, tornam-se componentes essenciais da engenharia de estruturas (Ghosn et al., 2016).

A robustez de um sistema é definida como a maior ou menor capacidade da mesma limitar as consequências indiretas associadas às consequências diretas de um evento. Esta abordagem dá uma especial atenção à avaliação das chamadas consequências indiretas associadas às perdas das funcionalidades do sistema (M. Faber, 2007). As estruturas devem estar asseguradas por um adequado nível de fiabilidade que garanta que nenhum evento acidental ou excecional que leve à falha de uma componente estrutural cause danos que levem ao colapso total da estrutura, ou mesmo danos desproporcionais que causem estragos em grande parte da estrutura. Por esta razão, a robustez do sistema deve ser analisada e assegurada (FIB, 2010).

Inicialmente, as abordagens utilizadas para avaliação da segurança duma estrutura focavam-se na avaliação do desempenho dos elementos estruturais individuais, ao invés de considerar uma avaliação ao nível do desempenho do sistema estrutural. Contudo, a falha de um elemento estrutural nem sempre leva ao colapso estrutural, e neste sentido os investigadores têm dado mais ênfase às avaliações da segurança ao nível do sistema de estruturas tais como edifícios e pontes (Ghosn et al., 2016).

Apesar de algumas normas abordarem questões relativas à robustez estrutural, as atuais inquietações estão associadas à sua quantificação e à determinação de valores que sirvam como

referência. A avaliação da robustez pode ser efetuada por intermédio das três dimensões que se seguem, de acordo com as abordagens apresentadas pelos respetivos autores:



**Figura 2.15** – Apresentação das propostas de avaliação da robustez (Cavaco, 2013).

### 2.5.1. Avaliação determinística da robustez

Os conceitos de redundância e robustez eram anteriormente considerados como sendo equivalentes, pois uma distinção clara das fronteiras que definam as mesmas ainda não tinha sido estabelecida (ainda hoje não existe uma distinção clara). Neste contexto, em 1987 Frangopol e Curley apresentaram um indicador de redundância determinística, dada pela equação (2.9), que relacionava a capacidade resistente da estrutura intacta ( $L_{Intacto}$ ) com a capacidade resistente da estrutura afetada por um dano ( $L_{afetado}$ ):

$$L_R = \frac{L_{Intacto}}{L_{Intacto} - L_{afetado}} \quad (2.9)$$

O fator de redundância ( $L_R$ ) atinge o seu valor mínimo quando a capacidade resistente da estrutura afetada pelo dano for nula, e atinge-se o seu valor máximo (infinito) quando a capacidade resistente da estrutura afetada pelo dano for equivalente à capacidade de carga da estrutura intacta. Tais capacidades resistentes são avaliadas com base em parâmetros de resistência, puramente determinísticos.

### 2.5.2. Avaliação probabilística da robustez

A consideração de um valor médio e de um desvio padrão representativo das incertezas associadas à resistência e ao carregamento de uma estrutura, é essencial para a quantificação da robustez estrutural, pois a avaliação determinística e pontual de um dano pode ser mal compreendida. De modo a incluir, as incertezas associadas à resistência da estrutura e ao carregamento estrutural na avaliação da robustez estrutural, foi apresentado um novo indicador de robustez que depende do índice de fiabilidade da estrutura (equação 2.10):

$$\beta_R = \frac{\beta_{Intacto}}{\beta_{Intacto} - \beta_{afetado}} \quad (2.10)$$

Outra questão que foi levantada por Biondini e Restelli (2008), é a necessidade da consideração do ciclo de vida na avaliação da robustez estrutural. Por exemplo, o valor médio representativo da resistência de uma estrutura afetada por um dano pode mudar como resultado da deterioração da estrutura (por exemplo, corrosão da armadura numa ponte implica perda de área da mesma, portanto uma redução na resistência média), assim como o seu desvio padrão (por exemplo, incerteza na previsão do efeito da corrosão na perda da área de armadura pode aumentar à medida que os períodos considerados tornam-se mais longos) (JCSS - Joint Committee on Structural Safety, 2001b).

### 2.5.3. Outras medidas de avaliação da robustez

As abordagens apresentadas antes deste subcapítulo baseavam-se na resolução, determinística ou probabilística, da capacidade de carga da estrutura intacta ou afetada por um dano. Alguns investigadores têm dado lugar à avaliação da robustez baseando-se em outros tipos de indicadores que se podem dividir nos seguintes grupos (Giuliani, 2012):

- **Topologia:** este método baseia-se na avaliação da topologia estrutural (Agarwal, et al , 2003). Desta avaliação que considera a teoria da vulnerabilidade estrutural, define-se um modelo hierárquico da estrutura de acordo com a sua forma e ligações. Com base nesse modelo hierárquico, os pontos fracos e possíveis cenários de falha são identificados e classificados por um índice de vulnerabilidade. A vulnerabilidade é antagónica da robustez e é uma propriedade do sistema estrutural.



- **Energia:** Nesta abordagem, o indicador de robustez é definido com base na comparação da energia libertada pela falha de um elemento com a energia requerida para a falha do próximo elemento estrutural (Brett & Lu, 2013), ou seja é uma metodologia definida para avaliar a capacidade resistente da estrutura segundo os princípios de energia. O principal objetivo deste método é a avaliação da sequência crítica de danos que levarão a estrutura ao seu colapso.
- **Risco:** a avaliação da robustez segundo o risco ( $I_{Rob}$ ) fundamenta-se na comparação da consequência de uma falha estrutural com as causas da falha, de modo a avaliar a proporcionalidade ou desproporcionalidade entre as mesmas (Baker, Schubert, & Faber, 2007). Desta forma, este método inclui medidas que permitem considerar a consequência do colapso de uma estrutura na quantificação da robustez, através de árvores de eventos que dividem as consequências em dois grupos, consequências diretas ( $R_{Dir}$ ) que estão associadas a um dano local, e as consequências indiretas ( $R_{Ind}$ ) que estão associadas à falha do sistema devido a esse dano local. Com base nesta abordagem, dada pela equação (2.11), um sistema é considerado robusto quando as consequências indiretas associadas a um dano não contribuem significativamente para falha total do sistema.

$$I_{Rob} = \frac{R_{Dir}}{R_{Dir} - R_{Ind}} \quad (2.11)$$

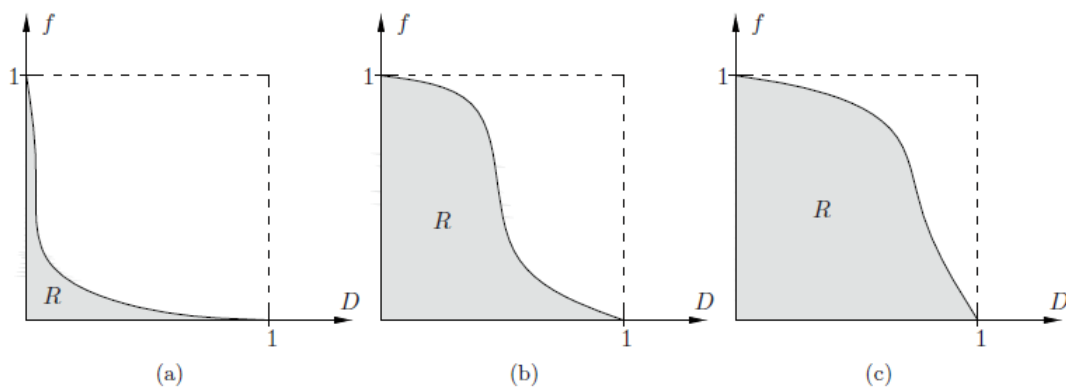
A avaliação de robustez segundo o risco, apresentada por Baker et al (2007), é considerada a mais completa, contudo deve ser encarada como uma avaliação do risco e não uma avaliação de robustez, uma vez que, o comportamento estrutural e a tolerância ao dano não são os fatores mais importantes nesta avaliação (Cavaco, 2013).

#### 2.5.4. Indicador de robustez de Cavaco

Em (Cavaco, 2013) foi defendido um novo indicador de robustez que tem como objetivo a avaliação do impacto de danos com uma elevada probabilidade de ocorrência e com continuidade no tempo, como é o caso da degradação da estrutura no tempo (Ex: corrosão das armaduras e carbonatação do betão). Este indicador é apresentado numa perspetiva estrutural, sendo definida pela área de uma função normalizada  $f(x)$  que representa a variação do comportamento estrutural com o aumento da magnitude do dano (equação 2.12).

$$I_R = \int_{D=0}^{D=1} f(x) dx \quad (2.12)$$

A complexidade deste método depende muito do indicador de desempenho utilizado para escrever a função  $f(x)$ , podendo esta ser um indicador determinístico ou probabilístico. A função utilizada pode tanto representar a variação determinística do fator de carga com o dano, como também pode representar a variação do índice de fiabilidade da estrutura com o dano. Contudo, esta função deve ser normalizada em relação ao maior valor do indicador de desempenho obtido, permitindo assim balizar o indicador de robustez entre 0 e 1, representando respetivamente, a mínima robustez e a máxima robustez da estrutura relativa ao dano ou aos danos em causa.



**Figura 2.16** – Representação gráfica do indicador de robustez de Cavaco (Cavaco, 2013).

O indicador apresentado por Cavaco não considera as causas do dano nem a sua probabilidade de ocorrência, como acontece em outras abordagens. Este indicador representa uma medida relativa que permite efetuar comparações diretas entre diferentes sistemas estruturais afetados por um mesmo dano, o que acaba por ser muito útil, uma vez que permite identificar quais as configurações estruturais mais robustas ou qual o dano ao qual a estrutura é menos ou mais sensível. Este indicador, que se baseia na normalização dum indicador de desempenho, não reflete o estado da estrutura danificada relativamente às limitações impostas pelas normas, isto é, não permite avaliar o cumprimento dos requisitos mínimos impostos pelo projeto estrutural com a danificação da mesma. Todavia, esta limitação é facilmente ultrapassada analisando o indicador de desempenho antes da normalização. Este indicador de robustez deve ser encarado como um parâmetro de representação da sensibilidade da estrutura ao dano.

## 2.6. Conclusões

A maioria dos colapsos de pontes registados ao longo dos vários anos não se devem a uma limitação do conhecimento relacionado com as leis da física e da mecânica que as descrevem, ou à ocorrência de eventos extremos sem precedentes, mas sim a uma má preparação e coordenação dos diversos intervenientes no seu processo de concessão e exploração, que acabam por originar um conjunto de erros de natureza humana que põe em causa a segurança de pessoas e bens.

A avaliação da fiabilidade de uma estrutura é de extrema importância, uma vez que permite enquadrar as incertezas associadas aos parâmetros que definem o estado de segurança da mesma, contudo é um tema bastante complexo que requer a utilização de diversos conceitos com algum grau de dificuldade.

A robustez identifica-se como um parâmetro de avaliação do impacto de um dano numa estrutura. Como tal, um dano é definido por (Yao & Natke, 1994) como qualquer deficiência inserida numa estrutura durante a fase de projeto, construção ou operação que afete a sua resistência ou os objetivos para a qual foi concebida. Essas deficiências podem ser resultantes do processo de deterioração da estrutura causada por condições ambientais e/ou carregamentos extremos, ou ainda resultantes de um erro humano cometido durante a fase de conceção (COST Action TU0601 - European cooperation in science and technology, 2011). Nesse sentido, a quantificação da consequência de um erro humano pode ser quantificada através de um indicador de robustez, que será dependente de um dano inserido na estrutura, proveniente do mau desempenho humano na execução de uma determinada tarefa. As consequências associadas a um determinado evento subdividem-se em 2 grupos, as consequências diretas que caracterizam a vulnerabilidade do sistema e as consequências indiretas que caracterizam a robustez da estrutura, tal como descrito e apresentado em (M. H. Faber, Maes, Baker, Vrouwenvelder, & Takada, 2007).

## 3. ANÁLISE DO RISCO DOS ERROS HUMANOS

*Change will not come if we wait for some other person or some other time.*

*We are the ones we've been waiting for. We are the change we seek.*

*Our stories are singular, but our destiny is shared.*

*“Barack Obama”*

### 3.1. Introdução

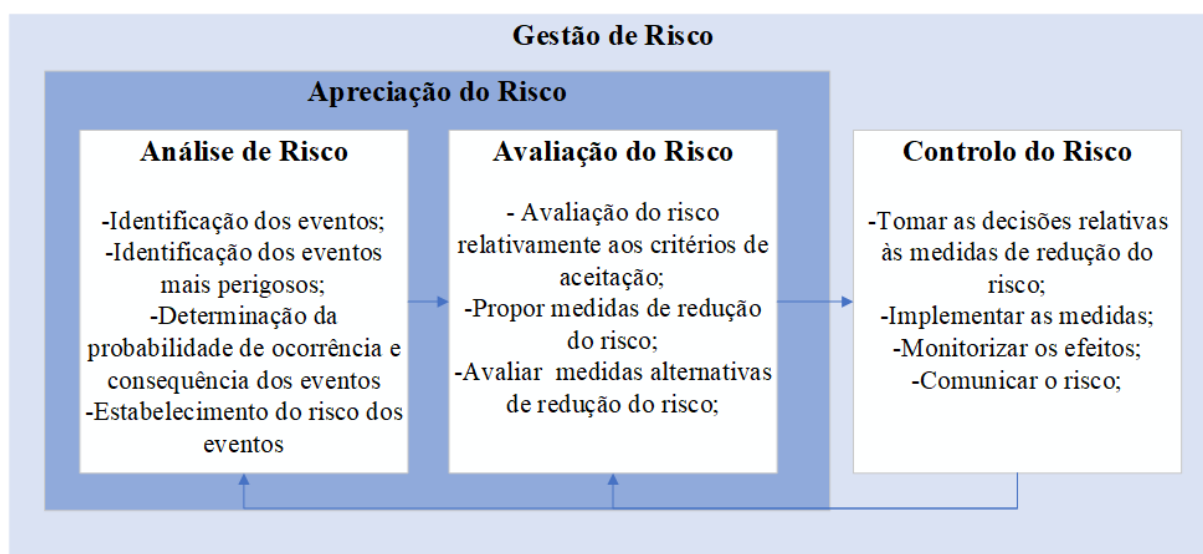
A necessidade de identificação e análise do risco de erros específicos surgiu na medida em que a base de dados referenciada anteriormente, no âmbito do Capítulo 2, não ser explícita quanto aos erros que levaram ao colapso dos casos pertencentes à referida base de dados. Dessa forma, foi necessário o levantamento de possíveis erros mais específicos, de modo a que se possa quantificar o impacto de alguns desses erros no caso de estudo, a ser apresentado no Capítulo 4, através do indicador de robustez. A avaliação e identificação desses erros será efetuada com base num indicador de risco que será apresentado ao longo deste Capítulo.

Com o intuito de identificar, agrupar e avaliar o risco associado aos erros de projeto e de construção mais relevantes, foram realizadas várias reuniões que permitiram a discussão da matéria com alguns especialistas do país, tanto da área de projeto como da construção. Tendo em conta a necessidade de se ser muito objetivo nesta matéria e evitar uma abordagem exaustiva, as reuniões centraram-se sobretudo nos viadutos e pontes de betão armado vigado

pré-esforçado, com a participação de algumas instituições de renome nacional tais como as empresas Adão da Fonseca-Engenheiros Consultores, GEG-Engineering Structures for Life, a HDP-Serviços e Projetos de Engenharia Civil, Infraestruturas de Portugal, Mota-Engil e Soares da Costa.

### 3.1. Análise do risco

A análise do risco define-se como um processo, desenvolvido pela administração e gestão de topo e outros colaboradores, utilizado na definição de estratégias e concebido para identificar potenciais eventos de risco que possam afetar os trabalhos a desenvolver. Este processo permite gerir os riscos, contribuindo de forma assertiva para a realização dos objetivos de forma segura (Mota-Engil, 2017). A análise do risco é parte integrante de todo um processo denominado gestão do risco, tal como indica a Figura 3.1.

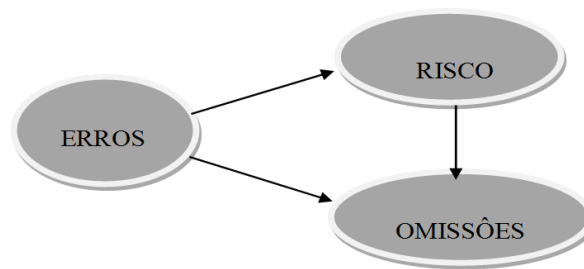


**Figura 3.1** – Contextualização da análise do risco (Rausand, 1997)

A gestão do risco encontra-se normalizada pela “Internacional Organization for Standardization” – ISO, segundo as normas:

- DNP ISO Guia 73: 2011-Gestão do Risco-Vocabulário
- NP ISO 31000: 2012 – Gestão do Risco – Princípios e Linhas de Orientação
- IEC/ISO 31010: 2009- Risk management – Risk assessment techniques

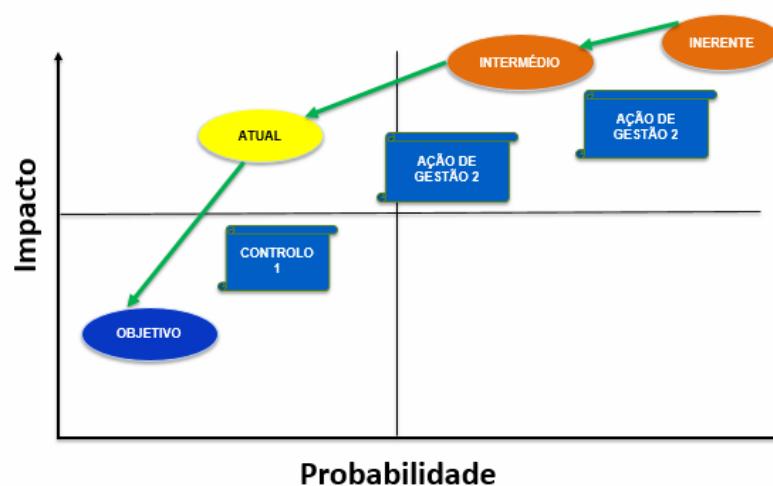
A relação erros-risco-omissões, representada na Figura 3.2, define-se pela identificação da existência de alguns erros, que deverão ser tratados segundo uma análise do risco onde a mesma é avaliada. Conforme o nível do risco o erro é omitido (casos de risco reduzido e aceitável), e/ou tratada até poder ser omitida (caso dos riscos inerentes que devem ser tratadas através de ações de gestão até se tornarem num risco residual (Figura 3.3)).



**Figura 3.2 - Erros-Risco-Omissões.**

Os erros de cálculo, erros de unidades, erros de representação, erros de logística e erros de construção acontecem sobretudo nas zonas de interface física de processo e com outras especialidades. Isto é, os erros de maior risco acontecem sobretudo nas zonas de confronto, transição e troca de informação entre os diversos intervenientes e nas diferentes etapas do ciclo de vida de um projeto.

*Risco Inerente e Risco Residual*



**Figura 3.3 - Risco Inerente- Risco Residual (Mota-Engil, 2017).**

No processo de gestão do risco além dos cenários de elevado impacto e elevada probabilidade de ocorrência (casos extremos-riscos inerentes), também temos dois outros cenários que merecem alguma atenção, sendo eles os cenários de elevado impacto e baixa probabilidade de ocorrência e os cenários de baixo impacto e elevada probabilidade de ocorrência. Nenhum desses cenários deverá ser ignorado, principalmente os cenários de baixo impacto e elevada probabilidade de ocorrência, pois a acumulação desses cenários no tempo e/ou ao longo das várias fases de um projeto, poderá levar a impactos/consequências catastróficas.

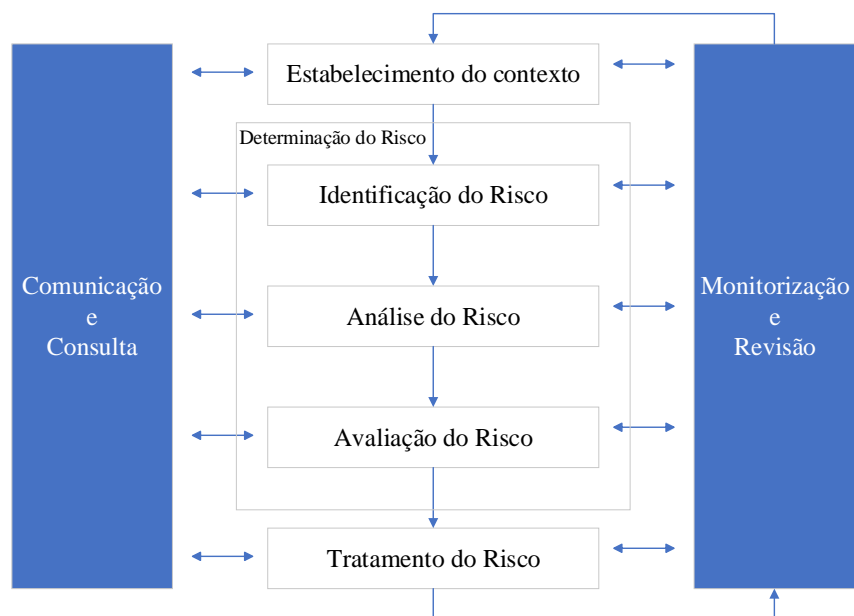
A avaliação do risco baseia-se na relação entre a probabilidade de ocorrência e a consequência inerente a um dado evento. No contexto deste trabalho, apenas serão considerados eventos com consequências negativas. Geralmente a primeira fase consiste numa avaliação qualitativa, onde se pretende identificar os eventos de maior risco, aos quais posteriormente é efetuada uma avaliação quantitativa que permite uma contextualização económica do problema. A avaliação qualitativa do risco é suportada pela matriz de risco apresentada na Tabela 3.1.

**Tabela 3.1** - Matriz de análise qualitativa de risco (Mota-Engil, 2017).

<i>Risk (R) = P * I</i>			Impacto/Consequência				
			Muito baixo	Baixo	Moderado	Elevado	Muito elevado
			1	2	5	10	20
<b>Probabilidade de Ocorrência</b>	Muito elevada	5	R=5	R=10	R=25	R=50	R=100
	Elevada	4	R=4	R=8	R=20	R=40	R=80
	Moderada	3	R=3	R=6	R=15	R=30	R=60
	Baixa	2	R=2	R=4	R=10	R=20	R=40
	Muito baixa	1	R=1	R=2	R=5	R=10	R=20

Ao processo de gestão do risco estará sempre associado o seu contexto, considerado este um fator crucial. A contextualização do problema deverá passar pela definição da capacidade de fiscalização dos intervenientes e pela capacidade de absorção do problema pela empresa responsável (resiliência da empresa face a um determinado cenário). No mesmo sentido, essa contextualização passa também pela relação custo-benefício do tratamento de um evento de elevado risco (isto é, a relação entre as consequências de um risco assumido e o benefício/lucro associado à redução do mesmo), pelo posicionamento geográfico, pelo impacto ambiental, entre outros. Dessa forma, importa assumir de forma meritória o papel preponderante que a contextualização do risco assume durante a sua gestão.

Na fase de identificação dos cenários e análise do risco, estabelecimento das consequências e probabilidades de ocorrência dos diferentes cenários, por vezes os responsáveis são confrontados com a escassez de informações. Contudo, atualmente já se encontram normalizadas diferentes estratégias para aquisição desse tipo de informação, como é o caso da técnica Delphi (inquéritos relativos às probabilidades de ocorrência e consequências) e o Brainstorming (reunião de grupo que tem como objetivo utilizar a multiplicidade de pensamentos e a experiência profissional para criação e avaliação qualitativa dos cenários). A avaliação do risco é efetuada com base num conjunto de critérios de aceitação definidos para enquadrar o risco de um determinado cenário. O estabelecimento desses limites/critérios dependerá em larga escala da relação entre o lucro total de um empreendimento e as consequências, em euros, associados a um determinado cenário, o que permitirá enquadrá-lo no contexto económico do problema. Toda a organização do processo de gestão do risco é apresentada na Figura 3.4, que se inicia pela contextualização da análise a ser efetuada e pela identificação dos erros que se pretendem avaliar. Deste modo, os subcapítulos que se seguem serão destinados à identificação dos erros de projeto e construção, que posteriormente serão analisados através da criação de um inquérito que permita uma avaliação de carácter qualitativo, dos mesmos erros identificados.



**Figura 3.4 – Gestão do risco.**



### **3.2. Erros de contratação**

Na fase de contratação identificam-se as seguintes situações como potenciadores do desenvolvimento de erros:

- Na definição dos honorários para realização do trabalho, como consequência da enorme agressividade do mercado de trabalho, são apresentadas propostas de honorários em que os valores refletem descontos não compatíveis com o tempo necessário para a realização do trabalho, e com a experiência e qualificações dos técnicos envolvidos na realização do mesmo;
- Na definição dos prazos para execução do projeto, com a intenção de responder às exigências do Dono de Obra, são assumidos prazos de execução do projeto que não são compatíveis com o volume e complexidade dos trabalhos a desenvolver. Esta situação tem como consequência a simplificação de algumas tarefas, o que se reflete, por exemplo, na definição de todas as tarefas que devem fazer parte do projeto e execução da obra (omissões de trabalhos) ou simplificações na análise estrutural que podem gerar um agravamento ou deficiência no dimensionamento.

### **3.3. Erros de projeto**

A identificação e agrupamento dos erros de projeto veio no seguimento das três fases de execução dum projeto, nomeadamente, a fase de conceção, a fase de análise estrutural e dimensionamento e a fase de pormenorização.

#### **3.3.1. Conceção**

Quanto aos erros de conceção de um viaduto ou de uma ponte, estes terão como consequência final um orçamento mais avultado ou acrescentarão à mesma uma maior dificuldade de execução. Isto acontece sobretudo porque esta fase requer uma adequação da obra ao contexto em que a mesma se encontra inserida, ou seja, consiste na seleção do material mais adequado ou disponível, na definição do sistema estrutural mais robusto, na escolha do processo

construtivo compatível e do tipo de fundação necessário, na identificação da mão-de-obra qualificada e não qualificada disponível, assim como na quantificação da experiência dos diversos intervenientes. Esta tarefa deverá estar atribuída a técnicos com experiência e conhecimentos consolidados na área das pontes.

De uma boa conceção estrutural depende o bom funcionamento estrutural da ponte ao longo da fase de exploração, que por sua vez se reflete na maior ou menor probabilidade da ocorrência de anomalias. Outras consequências associadas diretamente à conceção estrutural são os custos de manutenção ao longo da vida da ponte. O desconhecimento por um lado e a ambição pela escolha de grandes vãos e formas para pilares e tabuleiros totalmente fora do usual, e um menor cuidado com as proporções e curvaturas dos vãos, conduzem a custos de construção exorbitantes, a erros de análise estrutural frequentes e ao aparecimento de comportamentos indesejados.

A fase de conceção apesar de não ser determinante (se as restantes fases forem devidamente executadas, a mesma não terá uma influência direta na fiabilidade da estrutura), é uma fase importantíssima, que permite a redução imediata e massiva da probabilidade de acumulação de erros nas restantes etapas do projeto, assim como na construção. Contudo, essa redução só será possível se no decorrer desta fase for feita uma boa adequação do projeto ao contexto em que o mesmo será inserido.

### **3.3.2. Análise estrutural e dimensionamento**

Na fase de análise e dimensionamento destacam-se os seguintes pontos como sendo os principais focos de erros:

- As empresas de engenharia civil estão cada vez mais habituadas a trabalhar no exterior, dentro e fora na União Europeia (UE), onde frequentemente os regulamentos locais apresentam alguma escassez de informação e/ou apresentam algumas diferenças relativamente às normas europeias. Neste contexto, surge a necessidade de se combinarem diferentes regulamentos para dar continuidade à execução de um projeto. Assim sendo, desenham-se cenários de erros, que têm como origem a não uniformidade da filosofia e lógica usada na criação dos diferentes regulamentos. Esses erros podem originar-se de situações onde a quantificação das ações é feita utilizando um

regulamento A (em que os coeficientes de segurança são menos rigorosos na quantificação das cargas e mais rigorosos na verificação da segurança), e onde numa outra fase a verificação da segurança passa pela utilização de um regulamento B (onde os coeficientes de segurança utilizados seguem uma lógica contrária à da norma A), dando assim espaço a um dimensionamento de fiabilidade reduzida;

- As dificuldades na interpretação dos regulamentos são também outro fator de risco, assim como a quantificação das ações locais, como é o caso do vento, do sismo, das variações de temperatura, da neve, entre outros, o que acontece muitas das vezes por falta de registos;
- A definição das cargas permanentes não deverá negligenciar cargas, tais como, as provenientes dos passeios, guardas de segurança e dos pavimentos;
- Com a definição de secções equivalentes, a consideração automática do peso próprio da mesma deve ser descartada, devendo-se optar pela definição manual, uma vez que, a área da secção equivalente é geralmente diferente da secção real, levando assim a que o peso próprio também o seja;
- O estabelecimento de combinações de ações (manuais e automáticas) mais gravosas para o dimensionamento de uma determinada peça sujeita a um determinado esforço, pode levar ao aparecimento de algum erro. Na definição das combinações de ações, a escolha da ação e da combinação devem ser provenientes de um mesmo regulamento. No caso de ser inevitável o cruzamento dos regulamentos deve-se optar sempre por uma escolha de caráter conservativo;
- No caso de estruturas com elementos altamente comprimidos, como é o caso dos pilares e dos arcos, é preciso ter muito cuidado com a geração de esforços parasitas que podem surgir dum erro na definição do centro de gravidade da peça ou do centro de corte, ou ainda duma má execução da geometria da mesma, o que pode levar a alterações da posição do centro de gravidade da peça para fora dos limites admissíveis;

- O alinhamento geométrico dos pilares e as suas condições de ligação ao exterior, associadas à definição do seu comprimento de encurvadura, e as deformações impostas (deslocamentos inseridos na parte superior do pilar devido à dilatação térmica do tabuleiro, associado às forças de atrito geradas pelos aparelhos de apoio na cabeça do pilar), são também questões sensíveis, no que toca aos limites dos esforços de segunda ordem, e dessa forma devem ser tidas em consideração;
- O traçado do cabo de pré-esforço e a verificação dos estados limites de descompressão são também pontos em relação aos quais devem ser feitas referências, uma vez que quando mal determinadas pode ter grandes impactos na durabilidade da estrutura;
- A definição das condições de apoio deverá ser feita de forma muito cuidadosa, devido às elevadas incertezas associadas ao comportamento do solo. A limitação do comportamento das fundações de uma estrutura é outro grande foco de erro. Rotações da fundação, a rigidez das restrições de apoio, os assentamentos diferenciais (é regulamentar a verificação da segurança da estrutura para assentamentos diferenciais de 1 cm a 2 cm) e falha do próprio apoio são algumas questões de extrema importância no comportamento duma estrutura (interação solo-estrutura). Outras questões tais como a troca da posição dos aparelhos de apoio aquando da construção das obras de arte, as condições de ligação do apoio ao exterior após construção (falta de manutenção dos aparelhos de apoio) são, também elas, questões muito sensíveis e por isso devem ser tratadas com muito rigor. A não correspondência da estrutura ao modelo utilizado para o dimensionamento dos diversos elementos da mesma, contribui negativamente para a qualidade do dimensionamento efetuado;
- A alteração das condições de apoio durante o processo construtivo é outra questão de elevada importância à qual deve ser feita referência, na medida em que muitas das vezes leva a que o dimensionamento de uma determinada peça seja insuficiente para configurações de apoios distintas das finais. No caso de elementos pré-fabricados e pré-esforçados é usual a sua fissuração, uma vez que o estado limite de descompressão não é respeitado para diferentes condições de apoios, a que podem estar sujeitos estes elementos, quer durante o processo construtivo quer durante o transporte, condicionado dessa forma o ciclo de vida das mesmas;

- O não acompanhamento dos técnicos mais jovens sem experiência suficiente na execução de projetos de pontes pode originar erros de utilização do software de análise estrutural na consideração da fluência e consideração automática do traçado dos cabos de pré-esforço, erros na consideração dos efeitos hiperestáticos do pré-esforço, na definição das curvas de fluência do betão, na definição da ação sísmica de acordo com o Euro código e falta da análise numérica de alguns elementos como as lajes de transição, guardas de segurança, entre outros.
- Análise numérica incompleta ou incorreta do processo construtivo;
- Falta de revisão do processo de análise estrutural e dimensionamento dentro e/ou fora da mesma organização, de forma mais ou menos formal.

### **3.3.3. Pormenorização**

Nesta fase, a coerência entre as opções base de dimensionamento e a pormenorização deve ser mantida, como por exemplo, quando se considera que o comportamento ao sismo de uma estrutura é dúctil, as opções de pormenorização também o deverão ser, como é o caso das ligações, que quando sujeitas a ações cíclicas deverão dispor de alguma capacidade dúctil (formação de rótulas plásticas), dissipação de energia e transmissão de esforços. No mesmo sentido, ainda em fase de projeto, mas antecipada à etapa da pormenorização, deverão ser definidos coeficientes de comportamento que sejam representativos da resposta não linear de uma estrutura, tanto no que concerne ao material, ao sistema estrutural e às considerações de projeto associadas à mesma.

Erros relacionados com a área da secção de armadura, distribuição de armaduras, comprimentos de amarração, classes de betão e aço (principalmente quando numa obra existem mais do que uma classe de aço ou betão), cotas de implantação, erros de geometria no afastamento entre o tabuleiro e a pala do encontro, posicionamento das juntas de dilatação e dos aparelhos de apoio, incompatibilidades no posicionamento das armaduras longitudinais e transversais nos cortes, entre outros, são erros comuns que podem ganhar espaço no decorrer desta fase.

### **3.3.4. Medidas de mitigação**

Como principais medidas de mitigação dos erros associados ao projeto indicam-se:

- ✓ Utilização de softwares distintos para verificação dos cálculos efetuados (muitas das vezes para a minimização dos erros de projeto, a empresa nomeada para revisão do projeto deverá utilizar softwares diferentes dos inicialmente utilizados para validação dos cálculos de dimensionamento);
- ✓ Folhas de cálculo para revisões internas e validação do projeto;
- ✓ Definição de entidades fiscalizadoras em obra e projeto;
- ✓ Prospeções geotécnicas rigorosas para reduzir as incertezas associadas ao solo das fundações;
- ✓ Espírito crítico para combater os perigos do cálculo automático;
- ✓ A tecnologia BIM vem também trazer alguma facilidade no tratamento e identificação de alguns erros, assim como uma maior facilidade de interpretação dos projetos.

## **3.4. Erros de construção**

Antes da fase de construção é efetuada um trabalho de preparação pelo empreiteiro através da qual se estabelece a troca de um grande volume de informação entre a entidade projetista e o construtor. Sendo uma zona de interface, define-se como uma etapa que favorece a identificação e acumulação de erros devido às falhas de interpretação e falta de informações localizadas, provenientes do contacto com os desenhos de pormenorização da fase de projeto e da necessidade de preparação do projeto de execução.

### **3.4.1. Erros relacionados com a execução de cimbres**

Os erros relacionados com a execução de cimbres são, para além dos mais comuns, os que podem provocar consequências mais graves. Quer por motivos económicos, que não raras vezes obrigam à demolição de troços já betonados e à sua posterior reconstrução, quer por consequências mais extremas que podem levar mesmo à perda de vidas humanas, estes erros devem ser cuidadosamente analisados. Entre os mais comuns encontram-se:

- Má avaliação das condições do terreno de fundação do cimbre. Pelo facto de o cimbre ser considerado um elemento auxiliar de construção, a inspeção geotécnica do terreno de fundação não vai normalmente além da inspeção visual, que é acompanhada do estudo geotécnico que esteve na génese das fundações da ponte, e cujos objetivos são bem diversos e se limitam à zona de implantação dos pilares. Este erro é, paradoxalmente, mais gravoso em casos de cimbre ao solo continuamente distribuído, quer pelo facto desses casos implicarem uma distribuição de carga num espaço de alguma extensão ao qual pode estar associadas alterações das propriedades geotécnicas do terreno de fundação (diminuição da resistência do terreno comparativamente à zona de implantação dos pilares e encontros), ou pelo facto das cargas transmitidas ao solo serem mais concentradas (cimbres com asnas metálicas e colunas com reduzidas áreas de contacto). Os maiores cuidados tidos com a fundação nestas situações tendem a anular o problema.
- Má preparação do terreno de fundação. Mesmo que as condições do terreno de fundação do cimbre sejam bem avaliadas, as camadas de base, normalmente em brita, podem ser mal-executadas ou pode haver um mau posicionamento do reticulado de vigas de madeira onde o cimbre está diretamente apoiado, sendo estes erros facilmente detetáveis visualmente.
- Deficiência no travamento dos prumos do cimbre contínuo. É um erro muito comum ainda nos dias hoje, apesar de existirem especificações muito claras para cada tipo de cimbre, quanto às distâncias entre os travamentos horizontais, e apesar da rigidez dos nós dos mesmos terem sido bastante melhoradas. No entanto, este tipo de erros pode continuar a ocorrer ao nível do travamento global, que quando ocorre em simultâneo com os dois anteriores, pode ter consequências desastrosas, provocando acidentes por instabilidade global.
- Deficiência do material do cimbre. Este erro ocorre quando um deficiente plano de manutenção do equipamento é implementado (ou nenhum plano é implementado). Trata-se de um erro de gestão técnica. No caso de cimbres pintados, que se verificavam com maior frequência antigamente, este tipo de erros era mais comum. Atualmente, dado que são normalmente metalizados, a simples inspeção visual é, na maioria das vezes, suficiente.

- Má colocação de elementos de fixação do cimbra. Em cimbres de tipo móvel, a má colocação dos elementos de fixação pode ocorrer por erro humano. Um exemplo extremo, que já provocou mais do que um incidente, diz respeito à utilização de placas de apoio de varões tipo “DYWIDAG” em cunha. Quando mal posicionadas, até porque normalmente se situam na parte inferior dos tabuleiros, estas cunhas provocam flexão no varão, conduzindo à sua rotura. Neste sentido, e para evitar possíveis incidentes desta natureza, é recomendável a utilização de placas paralelepípedicas, sendo a compensação da inclinação da face inferior do tabuleiro feita à custa de negativos.
- Erros de movimentação dos cimbres. A operação de movimentação dos cimbres móveis é a mais delicada que ocorre durante a sua utilização. Isto porque quando se quer processar o movimento da mesma, deve-se também anular todos os graus de hiperestaticidade do cimbra. A margem de erro deve ser nula. Normalmente, estes erros ocorrem por falta de coordenação entre os vários intervenientes.
- Erros por má formação do pessoal. Um exemplo carismático, mas verdadeiro, deste erro é a ligação de um eletrodo de terra feita por um soldador a um varão de alta resistência (por exemplo, um varão de tipo DYWIDAG). O calor gerado reduz as características mecânicas do varão e tal facto só é detetado quando, em betonagem, o varão rompe. Não é um erro de supervisão, mas sim de falta de planeamento da formação. Outro exemplo, consiste no deficiente reposicionamento de plataformas de trabalho. Num cimbra móvel, aquando da movimentação, é necessário muitas vezes deslocar as plataformas de trabalho do cimbra. Não raras vezes, a operação inversa ocorre tardiamente, trabalhando os funcionários em condições de segurança deficientes. É, uma vez mais, um erro oriundo de uma má formação do pessoal, sendo neste caso, também, um erro de supervisão.
- Erros por falta de posicionamento de esticadores de cofragem. Seja por falha no aperto, seja mesmo por negligência na sua colocação, é possível a ocorrência deste erro. É, claramente, um erro de supervisão. Não tem, normalmente, consequências muito graves, provocando apenas pequenas deformações na superfície do betão



### **3.4.2. Erros no controlo da qualidade dos materiais**

São hoje, e na construção de pontes, muito menos frequentes, devido ao esforço de controlo de qualidade dos materiais. As suas raras ocorrências estão relacionadas com a qualidade do betão, e podem ocorrer por erro na avaliação da humidade dos inertes, erro na quantidade de adjuvantes necessária e erro na especificação da composição do betão encomendado. Se houver a preocupação de não prever, em projeto, a utilização de armaduras de classes diferentes para uma mesma obra, os erros relativos à utilização enganosa das classes de armadura passam a ser inexistentes.

### **3.4.3. Erros de execução genéricos**

Os erros de execução podem provocar alguns problemas durante a realização da obra, mas habitualmente, são detetados e corrigidos (pelo menos os principais) ainda durante a própria execução. Esses erros não têm apresentado como resultado consequências catastróficas, no entanto, podem originar problemas de durabilidade.

- Erro de posicionamento dos aparelhos de apoio. Este tipo de erros é ainda bastante frequente, sendo normalmente provocado pela colocação invertida de aparelhos de apoio não simétricos. Outro exemplo muito frequente em pontes longas é o mau posicionamento dos aparelhos de apoio móveis, devido ao facto do seu correto posicionamento depender de variáveis que só são conhecidas durante a sua execução. Variáveis tais como a temperatura e humidade relativa da época do ano e as reais características de retração e fluência do betão que podem levar a que o posicionamento do aparelho de apoio móvel seja defeituoso.
- Erro na fixação das juntas de dilatação. Existem algumas vezes erros na fixação das juntas de dilatação que incorrem em reparações frequentes. Habitualmente, este tipo de erro ocorre por falta de planeamento, o que acarreta soluções improvisadas aquando da colocação da junta.

- Má interpretação do projeto de execução. É um erro frequente que leva muitas vezes à questão sobre quem recai a sua responsabilidade. Ocorre habitualmente com projetos de execução pouco desenvolvidos (sendo assim um erro de projeto), e durante a execução só pode ser evitado através dum enorme esforço de pormenorização sustentado pelo gabinete responsável pelo projeto de execução do construtor.
- Má implantação. São erros muito pouco frequentes, com os meios topográficos atuais, quer ao nível de campo quer ao nível dos softwares de apoio utilizado nos gabinetes.
- Deficiência de vibração. É um erro frequente. Normalmente, só ocorre em zonas em que o acesso dos vibradores é muito limitado, e como tal tem consequências detetáveis e reparáveis, ocasionando apenas efeitos económicos negativos. É um bom exemplo da consequência deste erro a rotura do betão na zona das ancoragens de pré-esforço, aquando da aplicação do mesmo.
- Recobrimento das armaduras deficiente. Seja por defeito, seja por excesso, a deficiência no cumprimento das tolerâncias de recobrimento das armaduras é um erro que ocorre por falta de supervisão. Tem efeitos sobre a durabilidade das estruturas.
- Erros geométricos no perfil longitudinal. São erros que, na quase totalidade dos casos, decorrem da falta de conhecimento, a nível de projeto, das características de fluência do betão aplicado. Salvo em casos muito particulares, e devido ao tempo e custo dos ensaios de fluência, as betonagens dos tabuleiros ocorrem antes de poder ser corrigido o projeto, com base em resultados reais das características do betão. Também podem ocorrer por deficiente avaliação das características de deformabilidade dos cimbres (caso das pontes por avanços sucessivos) mas, nestes casos, o erro é corrigido depois das primeiras betonagens, pelo que não tem reflexos importantes nas zonas mais centrais do vão, desde que devidamente analisados.

#### **3.4.4. Identificação de alguns erros de logística**

Dividindo as componentes de uma ponte/viaduto em três diferentes grupos, a superestrutura, a mesoestrutura e a infraestrutura, as zonas consideradas mais críticas são as últimas duas (zonas em que um erro poderá ter maior impacto). Dentro do contexto da análise do risco (probabilidade de ocorrência e consequência), enumeram-se alguns dos possíveis erros com alguma representatividade dentro daquilo que é a logística de construção:

- Reações álcali-silicato que levam à redução da qualidade do betão (problema geralmente contornado através de cartas geográficas indicadoras de zonas onde os agregados têm um maior ou menor potencial de desencadear as reações alcali-silicato);
- Qualidade do betão (conforme as capacidades técnicas locais de produção);
- Levantamento topográfico (erros de calibração do aparelho);
- Temperaturas geradas pelo calor de hidratação do betão;
- Alterações da tensão de cedência do solo perante as condições de precipitação;
- Adequação dos equipamentos ao projeto (casos em que as vigas de lançamento não se adequavam à configuração dos pilares);
- Licenças de utilização de vias para transporte especiais (transporte de vigas pré-fabricadas);
- Condições de aplicação e utilização dos equipamentos;
- Contaminações aéreas e subterrâneas;
- Incapacidade de posicionamento das gruas (por causa da falta de espaço ou condições geotécnicas desfavoráveis);

No que diz respeito às armaduras, situações como o seu recobrimento, a sua exposição, pormenorização, área da secção e comprimento de amarração, não deverão ser considerados como elementos de risco, uma vez que estes tipos de problemas deverão cingir-se ao controlo da qualidade do empreendimento (Mota Engil, 2017). Importa aqui acrescentar que a anterior afirmação vem de um contexto onde a dimensão dos erros em análise (erros de logística) diminuem o interesse dos erros relativos às armaduras.

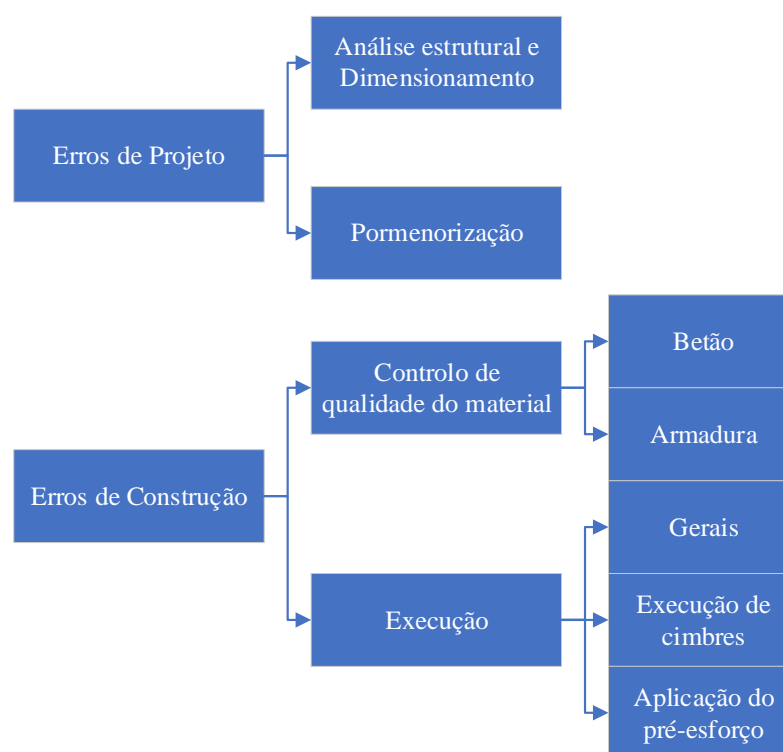
### 3.5. Criação e disseminação do inquérito

Com base na informação adquirida da interação com os profissionais da área, procedeu-se à listagem e agrupamento dos erros em diferentes categorias, de modo a dar origem a um inquérito que permitisse uma avaliação qualitativa dos erros segundo os indicadores de risco, probabilidade de ocorrência e consequência. Esta avaliação qualitativa consiste na identificação de cada um dos erros como pertencentes a diferentes classes, que identificam o erro como sendo um erro de muito baixa, baixa, média, alta e muito alta probabilidade de ocorrência e consequência (Tabela 3.2). Dessa forma, pretende-se identificar os erros com maior probabilidade de ocorrência e consequência, através de uma avaliação qualitativa que tem como alicerce a experiência profissional dos engenheiros envolvidos. O inquérito desenvolvido visa também recolher informações relativas à experiência profissional em projeto e construção dos inquiridos, informação essa que será utilizada como um fator de ponderação na análise analítica hierárquica.

**Tabela 3.2** – Avaliação qualitativa dos erros.

					Experiência Profissional		Anos		
					Construção				
					Projeto				
Probabilidade de ocorrência					Consequências/Impacto				
Muito baixa	Baixa	Média	Alta	Muito alta	Muito baixa	Baixa	Média	Alta	Muito alta

O agrupamento dos erros divide-se em dois grandes grupos, os erros de projeto e os erros de construção. Os erros de projeto, por sua vez, subdividem-se nos erros de análise estrutural e dimensionamento e nos erros de pormenorização. Os erros de construção também se encontram subdivididos em erros relativos ao controlo da qualidade do material (armadura e betão) e em erros de execução, que por sua vez engloba erros genéricos de execução, erros relativos aos cimbres e erros relacionados com a aplicação do pré-esforço, tal como se pode observar na Figura 3.5.



**Figura 3.5** – Agrupamento dos erros listados.

O inquérito criado lista um total de 49 erros, dos quais 20 são erros de projeto e 29 são erros de construção. A listagem e agrupamento dos erros podem ser consultados no anexo A. Além da avaliação qualitativa dos erros, o inquérito também visa a identificação de novos erros que na opinião do inquirido têm alguma relevância.

O inquérito foi disseminado junto das empresas referidas na introdução do Capítulo 3, que estiveram envolvidos na identificação dos erros listados, e junto da rede de contactos da ação COST-TU1406.

### 3.6. Método analítico hierárquico

Para análise das respostas do inquérito utilizou-se uma ferramenta de apoio à decisão denominada de método analítico hierárquico, desenvolvido pelo professor Thomas L. Saaty. É um método que se baseia na comparação binária entre vários objetos. Essa comparação pode incluir grandezas de ordem numérica, como o preço do objeto, o peso, entre outros, ou grandezas de natureza mais subjetiva, como a preferência relativa a um determinado objeto ou o nível de satisfação relativo a um determinado serviço.

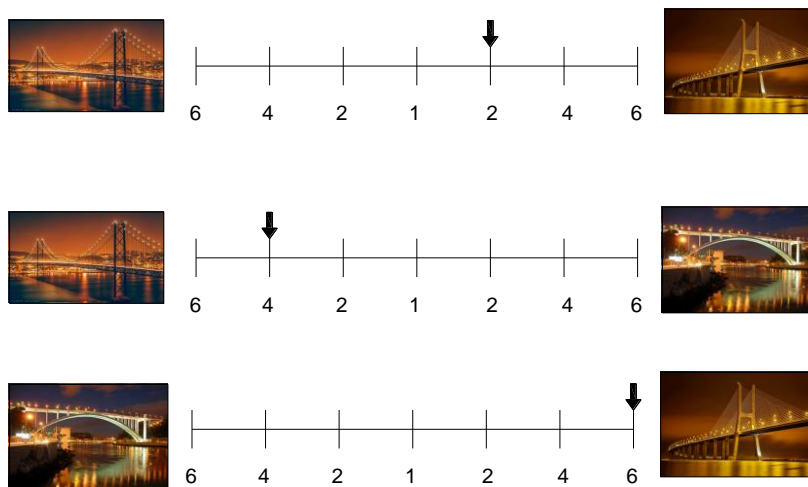
A comparação binária entre os objetos é geralmente efetuada matricialmente, onde cada objeto é avaliado comparativamente a todos os outros objetos do universo do problema, numa escala recomendada que varia de 1 a 9, para ordens de grandezas superiores, e numa escala que varia de 1 a 1/9, para grandezas inferiores, quando a avaliação é de natureza subjetiva, permitindo assim determinar a matriz de comparação que avalia comparativamente todos os objetos do problema. Desta matriz de comparação é possível listar todos os objetos segundo a sua ordem de preferência ou classificação, através da determinação do vetor próprio da matriz. Este método permite também avaliar o nível de coerência da comparação, através do índice de consistência que é calculado por intermédio do valor próprio da matriz.

Além da comparação de vários objetos e a seriação dos objetos por ordem de preferência, o método permite também avaliar o resultado de um conjunto de comparações efetuado por diferentes autores, através de uma matriz de comparação global que aglomera várias outras matrizes de comparação. Nestes casos, o método permite também determinar um índice de consenso, que avalia a conformidade de juízos e opiniões entre os diferentes autores.

#### 3.6.1. Construção da matriz de comparação







Para melhor perceber os conceitos associados ao método analítico hierárquico, utilizaremos o caso exemplificativo que se segue. Suponhamos que se pretende saber qual a ponte favorita de um determinado engenheiro num universo de três pontes, a ponte 25 de Abril, a ponte Vasco da Gama e a ponte da Arrábida. Efetuando uma comparação binária entre os diferentes objetos de estudo de acordo com a preferência do engenheiro, constrói-se uma matriz de comparação em que os valores da diagonal são unitários, uma vez que, a diagonal representa a comparação

entre dois objetos equivalentes (o objeto é comparado consigo mesmo), não existindo uma preferência dominante. Os restantes valores que compõem a matriz vêm em função da preferência do objeto em linha comparativamente ao objeto em coluna, tomando valores superiores a uma unidade quando a preferência é superior para o objeto em linha e valores inferiores a uma unidade quando a preferência é superior para o objeto em coluna. Na Figura 3.6 podemos verificar a comparação binária graduada entre os diferentes objetos, que permite o preenchimento da parte superior da matriz de comparação, pois a parte inferior é preenchida automaticamente devido à reciprocidade da comparação binária, onde os valores das células  $(x,y)$  da matriz de comparação correspondem ao inverso dos valores das células  $(y,x)$ . Na primeira comparação houve uma preferência da ponte Vasco da Gama sob a ponte 25 de Abril em uma unidade, levando assim a que a célula da linha um, coluna dois seja preenchida com o inverso de 2, pois a preferência do objeto em coluna é superior ao objeto em linha, caso contrário o valor da célula seria 2. Seguindo essa lógica de raciocínio é possível preencher todas as células da matriz de comparação.



**Figura 3.6** – Comparação binária entre os objetos de estudo.

**Tabela 3.3** – Matriz de comparação.

	<i>Pontes</i>				<i>Vetor Próprio Principal</i>
25 de Abril		1	1/2	4	0.478
Vasco da Gama		2	1	6	0.869
Arrábida		1/4	1/6	1	0.132

### 3.6.2. Seriação dos objetos e cálculo do índice de consistência

Determinada a matriz de comparação procede-se ao cálculo do respetivo vetor próprio principal e à identificação do valor próprio correspondente. O vetor próprio permite a seriação dos objetos segundo a ordem de preferência demonstrada aquando da comparação binária, ou seja, a ponte Vasco da Gama é o objeto de maior preferência por ter apresentado o maior valor correspondente, dentro do vetor próprio. Assim sucessivamente são seriados os objetos. A partir da matriz de comparação é também calculado o valor próprio principal que permitirá definir o índice de consistência (CR) da comparação binária através da equação 3.1 dada por (Alonso, 2006) que deverá assumir valores inferiores a 10%.

$$CR = \frac{\lambda_{max} - N}{2.7699N - 4.3513 - N} \quad (3.1)$$

Em que:

$\lambda_{max}$  = valor próprio máximo da matriz de comparação criada;

$N$  = dimensão da matriz de comparação;

O índice de consistência permite verificar se as comparações binárias efetuadas seguem uma determinada coerência. Considerando o exemplo anterior, na primeira comparação binária o objeto A (ponte 25 de abril), quando comparado com o objeto B (ponte Vasco da Gama), demonstrou-se menos dominante, neste sentido ( $B > A$ ). Por outro lado, na segunda comparação o objeto A, quando comparado com o objeto C (ponte da Arrábida), demonstrou-se dominante, desta forma ( $A > C$ ). Sendo assim, quando o objeto B é comparado com o objeto C, o objeto B



deverá ser dominante ( $B > C$ ), para que a comparação tenha alguma coerência. O índice de consistência permite então avaliar a generalidade destas situações.

### 3.6.3. Matrizes de comparação global

Existem situações em que se pretende considerar mais do que uma matriz de comparação resultante da comparação binária efetuada por vários intervenientes, o que geralmente acontece nos inquéritos onde se procura considerar o contributo de vários inquiridos para a seriação dos objetos. Nestas situações o conjunto das matrizes de comparação pode ser aglomerado numa só matriz, através da média geométrica ponderada, transcrita na equação 3.2.

$$C_{ij} = \exp \frac{\sum_{k=1}^K w_k \ln a_{ij_k}}{\sum_{k=1}^K w_k} \quad (3.2)$$

Em que:

$w_k$  = parâmetro de ponderação da contribuição de um determinado inquirido (anos de experiência);

$a_{ij_k}$  = valor da célula (i,j) da matriz de comparação do inquirido k;

$K$  = numero total de inquiridos;

$C_{ij}$  = valor da célula (i,j) da matriz de comparação global;

### 3.6.4. Cálculo do indicador de consenso

O método analítico hierárquico permite também, através do indicador de consenso, apontar a semelhança de juízo entre os vários inquiridos, ou a disparidade das respostas apresentadas. Indicador esse que permite afirmar a existência de um certo nível de convergência na identificação da solução do problema. O índice de consenso depende de uma seriação simplificada dos objetos, dentro de cada matriz de comparação utilizada na construção da matriz de comparação global. Essa seriação é dada pela média logarítmica das linhas da matriz de comparação, através da equação (3.3) e a normalização da seriação é dada pela equação (3.4).

$$r_i = \exp \left[ \frac{1}{N} \sum_{j=1}^N \ln(a_{ij}) \right] \quad (3.3)$$

$$p_i = \frac{r_i}{\sum_{i=1}^N r_i} \quad (3.4)$$

Após a seriação dos objetos dentro de cada matriz de comparação constrói-se uma matriz com a seriação dos objetos para cada um dos inquiridos, onde se pode analisar a variação da seriação dos objetos para os diferentes inquiridos. A partir desta matriz é calculado o indicador de consenso, que varia entre 0% (inexistência total de algum consenso) a 100% (consenso total entre os inquiridos), através da equação (3.5).

$$S^* = \frac{\left[ \frac{M - \exp(H_{\alpha \min})}{\exp(H_{\gamma \max})} \right]}{\left[ \frac{1 - \exp(H_{\alpha \min})}{\exp(H_{\gamma \max})} \right]} \quad \text{com} \quad M = \frac{1}{\exp(H_{\beta})} \quad (3.5)$$

A equação (3.5) depende dum parâmetro denominado de “shannon beta entropy ( $H_{\beta}$ )”, que por sua vez depende de outros dois parâmetros, nomeadamente o “shannon alfa entropy ( $H_{\alpha}$ )” e o “shannon gama entropy ( $H_{\gamma}$ )”.

$$H_{\beta} = H_{\alpha} - H_{\gamma} \quad (3.6)$$

$$H_{\alpha} = \frac{1}{K} \sum_{j=1}^K \sum_{i=1}^N -p_{ij} \ln p_{ij} \quad e \quad H_{\gamma} = \sum_{j=1}^K -\bar{p}_j \ln \bar{p}_j \quad \text{com} \quad \bar{p}_j = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N p_i \quad (3.7)$$

A equação (3.5) também depende dos parâmetros  $H_{\alpha \min}$  e  $H_{\gamma \max}$  que são fatores de ajuste da escala utilizada para a construção da matriz de comparação.

$$H_{\alpha \min} = -\frac{c_{\max}}{z} \ln \left( \frac{c_{\max}}{z} \right) - (N-1) \frac{1}{z} \ln \left( \frac{1}{z} \right) \quad \text{com} \quad z = N + c_{\max} - 1 \quad (3.8)$$

$$H_{\gamma \max} = (N-K) \left( -\frac{1}{z} \right) \ln \left( \frac{1}{z} \right) - \frac{u}{z} \ln \left( \frac{1}{K} \frac{u}{z} \right) \quad \text{com} \quad u = K + c_{\max} - 1 \quad (3.9)$$

Em que:

$c_{max}$  = valor máximo utilizado na construção da matriz de comparação

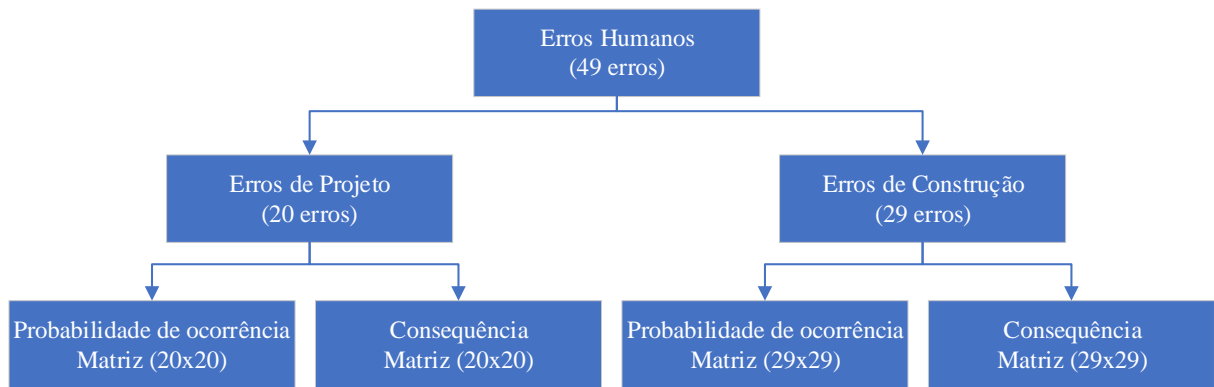
Para uma abordagem mais detalha do método analítico hierárquico deverão ser consultados autores como (Goepel, 2013) e (Teknomo, 2006).

### **3.6.5. Implementação do método analítico hierárquico**

De modo a facilitar a análise do volume de informação acumulada com o inquérito, todo o método analítico hierárquico foi implementado em MATLAB em 4 etapas (anexo A). Esta implementação ocorre após uma uniformização da simbologia utilizada no preenchimento do inquérito, de modo a facilitar a criação das múltiplas matrizes de comparação e efetuar as operações matriciais requeridas pelo método analítico hierárquico. O método analítico hierárquico foi implementado através das seguintes quatro etapas:

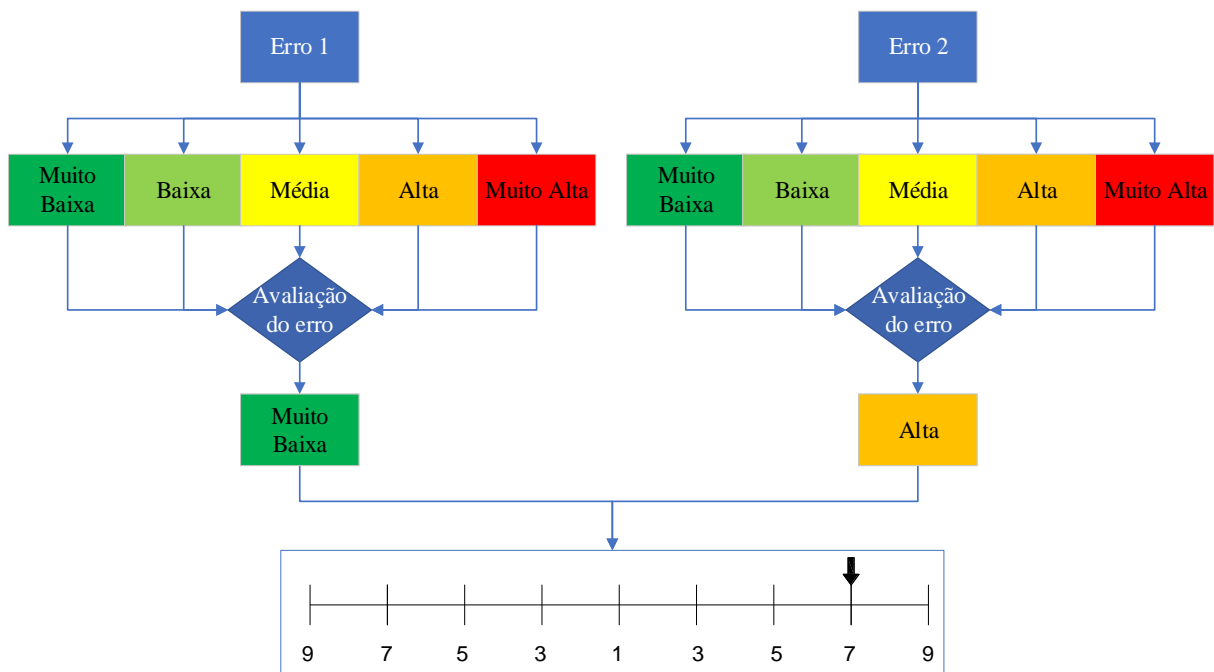
- Conversão das repostas do inquérito para uma linguagem numérica;
- Criação das matrizes de comparação individuais;
- Criação das matrizes de comparação global e seriação dos erros;
- Cálculo do indicador de consenso;

A análise dos resultados consistiu na separação entre os erros de projeto e os erros de construção, assim como a separação da avaliação relativa à probabilidade de ocorrência e consequência. O procedimento seguido culminou na construção de 4 matrizes de comparação por cada inquirido, duas delas com uma dimensão de 20×20, para os erros de projeto, e as outras duas com uma dimensão de 29×29, para os erros de construção. A dimensão das matrizes vem do número de objetos em análise, o que nestes casos correspondem aos 20 erros de projeto e aos 29 erros de construção apontados para o inquérito. A estruturação da análise efetuada pode ser observada na Figura 3.7.



**Figura 3.7** – Estruturação da análise hierárquica.

A construção das matrizes de comparação individual baseia-se na diferença de classificação entre o erro de comparação e o erro ao qual é comparado, isto é, a comparação binária é relativa à avaliação dos erros em causa. Quanto maior a diferença na avaliação dos erros, maior é o valor utilizado na representação dessa comparação na matriz, de acordo com o representado na Figura 3.8.



**Figura 3.8** – Procedimento utilizado para o preenchimento da matriz de comparação individual.

Após a construção das matrizes de comparação individual, juntam-se as mesmas numa matriz de comparação global através da equação (3.2), utilizando os coeficientes de ponderação da Tabela 3.4, relativos aos anos de experiência dos inquiridos. Após a obtenção da matriz de comparação global efetua-se a seriação dos erros através da determinação do vetor próprio da matriz. O indicador de consenso é avaliado de acordo com a secção 3.7.4. e o índice de consistência é calculado de acordo com a equação (3.1).

**Tabela 3.4** – Coeficientes de ponderação.

<i>Coeficientes de ponderação segundo os anos de experiência</i>							
<b>Construção</b>				<b>Projeto</b>			
0-10	10-20	20-30	30-40	0-9	9-18	18-27	27-34
1,00	1,50	1,75	2,00	1,00	1,50	1,75	2,00

### 3.7. Resultados obtidos

O indicador de consistência calculado, indica a existência de algum consenso na avaliação dos erros quanto à sua probabilidade de ocorrência e consequência, o que é muito importante pois mostra alguma convergência na identificação do problema (identificação dos erros de maior relevância). O indicador de consenso obtido a partir do método analítico hierárquico ronda os 87,16% para os erros de projeto e 73,40% para os erros de construção, o que leva à conclusão de que entre os engenheiros, a perceção comum sobre os riscos de projeto é maior do que a perceção dos riscos de construção, embora a diferença não seja significativa.

Da implementação do método analítico hierárquico foi efetuada a seriação dos erros por ordem decrescente, onde se pode identificar a superioridade ou inferioridade relativa dos erros quanto à probabilidade de ocorrência e consequência. Esta seriação pode ser consultada no anexo A (Tabela A.1 e Tabela A.3), todavia nesta secção apresentam-se os cinco erros com maior destaque dentro de cada categoria definida para a análise hierárquica (Tabela 3.5 e Tabela 3.6). No anexo A (Tabela A.5 e Tabela A.6) também pode-se consultar os 15 erros de projeto e os 22 erros de construção, devidamente categorizados, acrescentados pelos inquiridos.

Além da identificação dos erros com maior probabilidade de ocorrência e consequência, importa também apresentar os erros que se destacam pela melhor relação entre a probabilidade de ocorrência e consequência, uma vez que o indicador de risco depende dessa relação. Com a seriação dos erros segundo o método analítico hierárquico, existe uma perda de informação relativa à magnitude do erro, pois apesar da determinação da relação de superioridade ou inferioridade dos erros pelo método hierárquico, não se pode afirmar se se está perante um erro que representa um risco de alta, média ou baixa magnitude (segundo as magnitudes qualitativas apresentadas na Tabela 3.7 que estão diretamente interligadas com a Tabela 3.1).

**Tabela 3.5** – Erros de projeto com maior probabilidade de ocorrência e os erros com maior consequência.

<i>Erros de Projeto, em termos de:</i>		
Nº	Probabilidade de ocorrência	Consequência
1º	Erro na quantificação dos efeitos das deformações impostas no tabuleiro. Retração, fluência e as dilatações térmicas, associadas aos efeitos de 2ª ordem	Erro na quantificação de cargas permanentes
2º	Erro na definição da interação solo-estrutura (Condições de apoio e assentamentos diferenciais)	Erro devido à não consideração de diferentes sistemas estáticos a que uma ponte ou um elemento da mesma estará sujeito durante o processo construtivo (Evolução do sistema estático)
3º	Erro na consideração dos efeitos hiperestáticos do pré-esforço	Erro na definição da área da secção de armadura
4º	Falta de coerência entre as opções base de dimensionamento e a pormenorização	Erro na distribuição de armaduras transversais longitudinais e de corte
5º	Erro devido à não consideração de diferentes sistemas estáticos a que uma ponte ou um elemento da mesma estará sujeito durante o processo construtivo (Evolução do sistema estático)	Erro na modelação das ligações de elementos estruturais tais como vigas, pilares e tabuleiros

**Tabela 3.6** - Erros de construção com maior probabilidade de ocorrência e os erros com maior consequência.

<i>Erros de Construção, em termos de:</i>		
Nº	Probabilidade de ocorrência	Consequência
1º	Erro na avaliação das propriedades do terreno de fundação do cimbres e alteração dessas propriedades perante diferentes condições de precipitação	Erro no travamento dos prumos do cimbres contínuo, podendo gerar alguma instabilidade
2º	Erro no recobrimento das armaduras	Erro associado à redução não controlada do grau de hiperestaticidade de cimbres móveis, de modo a efetuar o movimento necessário
3º	Erro na fixação das juntas de dilatação	Erro na avaliação das propriedades do terreno de fundação do cimbres e alteração dessas propriedades perante diferentes condições de precipitação
4º	Erro no travamento dos prumos do cimbres contínuo, podendo gerar alguma instabilidade	Erro na avaliação das propriedades do solo de fundação
5º	Erro na avaliação das propriedades do solo de fundação	Erro na aplicação da tensão de pré-esforço

De modo a ultrapassar a limitação do método hierárquico apresentado no parágrafo anterior, efetuou-se uma identificação qualitativa dos erros com base na sua apreciação, segundo as probabilidades de ocorrência e consequência da Tabela 3.1, de acordo com a média ponderada da avaliação qualitativa obtida do inquérito para cada um dos erros. Desta forma, multiplicando a média da probabilidade de ocorrência do erro pela média da sua consequência, define-se o nível de risco qualitativo dos erros seriados pelo método hierárquico. No anexo A (Tabela A.2 e Tabela A.4), encontra-se a distribuição de todos os erros dentro da matriz qualitativa de risco da Tabela 3.1. A avaliação qualitativa do risco tem também alguns inconvenientes, uma vez que da análise efetuada pode-se observar que grande parte dos erros avaliados se encontram dentro de um mesmo nível. Da combinação da análise do risco qualitativa com o método

analítico hierárquico pode-se identificar a relação de risco entre dois erros, mesmo quando estes pertencem a um mesmo nível qualitativo. Desta forma, pode-se seriar e indicar a magnitude ou o nível de risco do erro. Tome-se como exemplo os erros de projeto com o ID 7 e 8 que apresentam uma mesma magnitude do risco (consultar anexo A). Da análise da seriação efetuada pode-se observar que o erro 8 exibe uma maior probabilidade de ocorrência e consequência do que o erro 7 (por ocupar uma melhor posição na seriação), levando assim à conclusão de que o erro 8 apresenta maior risco dentro do nível IV. Seguidamente apresenta-se os cinco erros de projeto e construção com maior risco (Tabela 3.8).

**Tabela 3.7** – Qualificação do risco (Mota-Engil, 2017).

Classificação de Riscos	Nível Qualitativo		
	Crítico	$R \geq 50$	V
	Muito elevado	$25 \leq R < 50$	IV
	Elevado	$15 \leq R < 25$	III
	Moderado	$5 \leq R < 15$	II
	Aceitável	$R < 5$	I

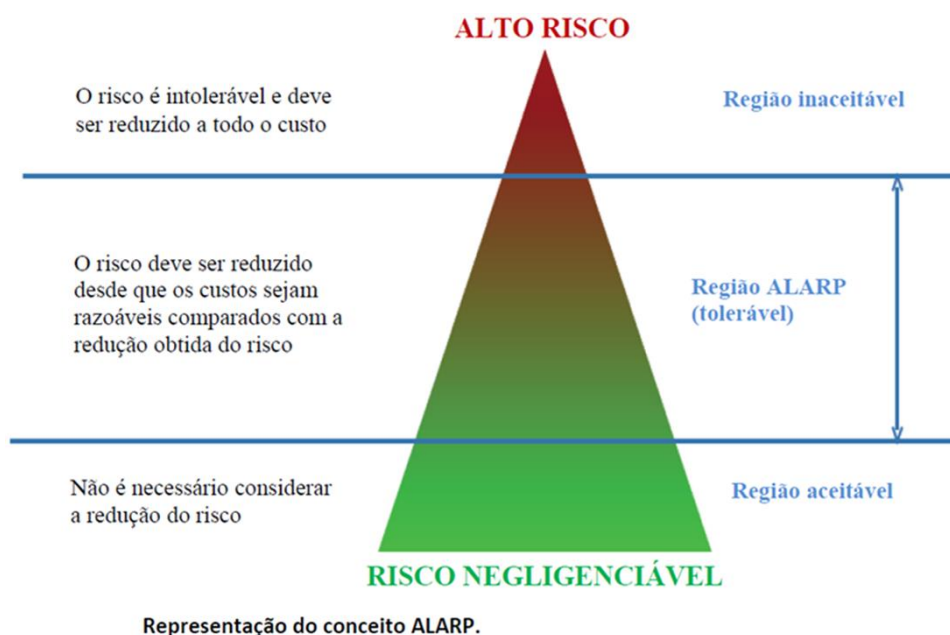
**Tabela 3.8** – Erros de projeto e construção com maior risco.

<i>Nº</i>	<i>Projeto</i>	<i>Construção</i>
1º	Erro devido à não consideração de diferentes sistemas estáticos a que uma ponte ou um elemento da mesma estará sujeito durante o processo construtivo (Evolução do sistema estático); “Nível de <u>Risco-V</u> ”	Erro na avaliação das propriedades do terreno de fundação do cimbre e alteração dessas propriedades perante diferentes condições de precipitação; “Nível de <u>Risco - V</u> ”
2º	Erro na modelação das ligações de elementos estruturais tais como vigas, pilares e tabuleiros; “Nível de <u>Risco - IV</u> ”	Erro no travamento dos prumos do cimbre contínuo, podendo gerar alguma instabilidade; “Nível de <u>Risco - V</u> ”
3º	Erro na distribuição de armaduras transversais longitudinais e de corte; “Nível de <u>Risco - IV</u> ”	Erro na avaliação das propriedades geotécnicas do solo de fundação; “Nível de <u>Risco - IV</u> ”



4º	Erro na definição das combinações de ações mais gravosas; “Nível de <u>Risco - IV</u> ”	Erro associado à redução não controlada do grau de hiperstaticidade de cimbres móveis, de modo a efetuar o movimento necessário; “Nível de <u>Risco - IV</u> ”
5º	Erro na definição da interação solo-estrutura (Condições de apoio e assentamentos diferenciais); “Nível de <u>Risco - IV</u> ”	Erro na colocação dos elementos de fixação do cembre; “Nível de <u>Risco - IV</u> ”

Da avaliação do risco foram identificados três erros como sendo de carácter crítico, um deles em projeto e os outros dois em construção, de acordo com a Tabela 3.8, tendo estes que ser mitigados a todo custo de acordo com o método ALARP (Rausand, 1997). Neste trabalho define-se como região de alto risco nos termos da Tabela 3.7, o nível V, e a região de risco negligenciável como sendo o nível I. Os restantes níveis qualitativos da apreciação do risco, pertencem à região ALARP cujo tratamento dependerá da relação custo-benefício associada à redução do risco. Ou seja, um erro é apeteável à redução do seu risco quando com um reduzido custo consegue-se uma redução significativa do risco. A definição das diferentes regiões dentro do método ALARP (Figura 3.9), pode ser bastante complexa e variar para diferentes indústrias. Deste modo a adoção das diferentes regiões de risco baseia-se nas informações obtidas junto de parceiros experientes na gestão do risco, que pertencem à indústria da construção.



**Figura 3.9** – Esquematização do conceito ALARP (Mota Engil, 2017).

A determinação das fronteiras das regiões do método ALARP é, como todo o processo da gestão do risco, extremamente contextualizada, pois esta depende fundamentalmente de uma quantia monetária denominada de margem industrial, que representa cerca de 5% do valor total da empreitada em causa (diferente do lucro), e da capacidade de amortização monetária da empresa. Com base nesses fatores determina-se o apetite do risco, ou seja, o nível do risco que pode ser assumido.

### **3.7.1. Tratamento do Risco**

O tratamento do risco é parte integrante de um processo, entre vários outros, denominado de PDCA (Planear, fazer, verificar e agir ou ajustar). Este processo é um método iterativo de gestão de quatro passos, utilizado para o controle e melhoria contínua de processos e produtos que permite tratar o risco de um evento a montante ou à posteriori através de um aumento no controlo da qualidade. Outra técnica utilizada no tratamento do risco é a técnica SWIFT (*Structured What-IF Technique*), que consiste num estudo sistemático baseado no trabalho em equipa, que utiliza um conjunto de palavras ou frases chave, utilizadas pelo facilitador em sessões de trabalho para estimular os participantes a identificar os riscos e as medidas de mitigação. O facilitador e a equipa utilizam frases normalizadas tipo “e se” em conjugação com as palavras ou frases chave para identificar como um sistema, item de uma instalação, organização ou procedimento pode ser afetado por alteração do seu modo habitual de operação ou comportamento e consequentemente a identificação da solução (NP EN 31010, 2016).

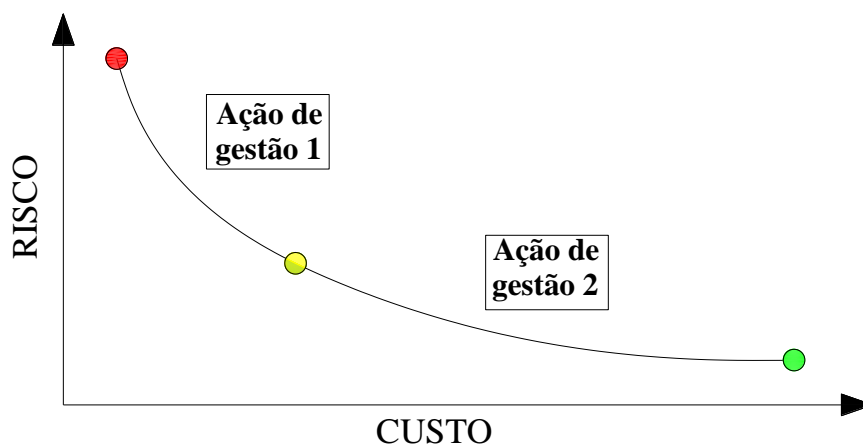
O tratamento do risco tem uma relação direta com a matriz de risco que a enquadra, e esta pode variar de acordo com o apetite da entidade que a pretende enquadrar, como por exemplo, uma seguradora pretende geralmente assegurar os eventos de baixa probabilidade de ocorrência, mas com consequências elevadas pois este é geralmente o seu raio de ação. Deste modo a probabilidade de ocorrência deverá ter um peso maior na análise do risco (escala assimétrica). Na engenharia civil as empresas de construção pretendem dar mais ênfase às consequências de um evento (como se pode observar na escala assimétrica da Tabela 3.1) e tratar os erros de elevada probabilidade de ocorrência e consequência uma vez que estes põem em risco a reputação e a estabilidade económica da empresa e estes tipos de riscos não são assegurados pelas seguradoras. Nas situações em que a exposição ao risco é muito elevada, o tratamento do risco pode passar pela transferência do risco para uma outra entidade capaz de o suportar, como

exemplo, seguradoras ou empresas com maiores capacidades técnicas. Aparece assim a transferência do risco como uma possível medida de mitigação.

O tratamento do risco pode passar da mitigação à solução, como por exemplo eliminando ou reduzindo a probabilidade de ocorrência do evento gerador do risco. Ações como a revisão dos projetos e procedimentos, a adequação dos materiais às especificações normalizadas, o enquadramento da variabilidade da qualidade dos materiais, a fiscalização, a utilização de coeficientes de segurança acrescidos, o aumento da capacidade técnica dos colaboradores, a otimização controlada dos sistemas estruturais e dimensionamento, o evitar de sistemas estruturais arrojados e a consideração de variáveis aleatórias, são formas de tratar e eliminar genericamente muitos dos eventos geradores de risco.

Da análise do risco efetuada identificou-se como crítico (Tabela 3.8) a possibilidade de alteração das propriedades resistentes do solo devido à variação das condições de precipitação, como tal numa situação hipotética a mesma deveria ser trata. Neste contexto apresentam-se as seguintes ações de gestão como medidas de mitigação com diferentes impactos na variação do risco, tal como se pode observar na Figura 3.10:

- **Ações de gestão 1:** Consideração do comportamento plástico do solo devido à alteração das condições de precipitação para determinação da carga máxima admissível;
- **Ação de gestão 2:** Consideração de uma outra solução construtiva que evite o carregamento contínuo do solo onde pode ocorrer a plastificação da mesma devido à alteração das condições precipitação;



**Figura 3.10** –Variação do risco em função do custo segundo as ações de gestão

A forma do gráfico da Figura 3.10 foi definida com base nas consequências hipotéticas, das ações de gestão 1 e 2, que se seguem. Considera-se que ação de gestão 2 chega numa fase em que a consideração de um outro sistema construtivo levaria a um acréscimo avultado do valor da empreitada, pois o processo construtivo ideal passaria pela utilização de cimbres moveis especiais que teriam de ser construídas especificamente para a situação em causa e o tempo de produção da mesma levaria a um custo adicional proveniente do não cumprimento dos prazos inicialmente estabelecidos. Neste contexto a diminuição do risco era imediata, contudo muito dispendiosa, uma vez que, os cimbres móveis especiais apoiar-se-iam nos pilares eliminando a possibilidade de haver uma solicitação contínua do solo por intermédio de cimbres ao solo. A ação de gestão 1 aparece no contexto em que simples ensaios geotécnicos para determinação do limite de plasticidade do solo levariam a noções favoráveis da alteração da resistência do solo com a alteração das condições de precipitação, permitindo assim reduzir o risco do erro com um custo menos acrescido.

A engenharia em si é um processo de gestão do risco que pretende fazer convergir a solução ou as soluções de um problema para uma solvência ambientalmente, tecnicamente, e economicamente mais viável.

### **3.8. Conclusões**

Os resultados do método analítico hierárquico combinado com a análise qualitativa de risco, levam a concluir que na construção os erros com maior risco estão diretamente relacionados com os cimbres e as questões geotécnicas, como é possível concluir pela análise da Tabela 3.8. Um facto interessante é que, durante as reuniões, esses eram os erros que primeiramente se identificavam como sendo os de maior risco.

Toda análise de risco é dependente de um contexto, dessa forma importa realçar que a identificação dos erros tem por detrás um caso de estudo referente a um viaduto vigado de 3 vãos com 18 m, 27,8 m e 18 m de comprimento, com uma altura média dos pilares de 13 m. Importa notar que esta reflete uma das tipologias mais utilizadas nas pontes rodoviárias em Portugal. A mesma abordagem para pontes suspensas, em arco, atirantadas, ou mesmo pontes vigadas com outras proporções, poderá levar a mudanças na seriação e identificação dos erros, uma vez que as probabilidades de ocorrência e consequências podem variar para diferentes

tipologias estruturais. A divulgação do inquérito foi realizada junto, da rede de contactos da COST Action -TU1406 e de empresas portuguesas, abrangendo engenheiros com 5 a 40 anos de experiência profissional.

A partir da análise qualitativa do risco, pode observar-se que para o nível de risco I, nenhum erro foi identificado. Acredita-se que isso se deve ao pré-requisito utilizado na identificação dos erros, pois a listagem dos erros sempre visou a identificação dos erros que pudessem representar um maior risco.

A identificação dos erros de maior risco levará ao estabelecimento de um melhor plano de controlo de qualidade, que permitirá o aumento da segurança das pontes e dos viadutos rodoviários e ferroviários. Desta forma, é importante realçar que este trabalho foi desenvolvido com o objetivo principal de identificar possíveis danos (erros) que possam vir a afetar o índice de fiabilidade dum viaduto de betão armado e também pré-esforçado. A hierarquia dos erros identificados dá-nos também uma indicação de onde devemos concentrar os esforços para aumentar eficientemente a segurança das pontes e dos viadutos.

## 4. MODELAÇÃO E ANÁLISE DO CASO DE ESTUDO

*Albert Einstein once said:*

*“The world won't be destroyed by those who do evil  
but rather by those who watch them without doing nothing”*

*I know you aren't an evil man,  
so play your role  
to save de world.*

### 4.1. Introdução

O Capítulo 4 visa a apresentação e modelação do caso de estudo desta dissertação descrevendo os pormenores mais importantes relativos ao mesmo. Apresenta-se aqui três subcapítulos que irão descrever os pormenores do projeto, o processo de modelação, a análise não-linear executada sobre o modelo e os resultados obtidos. O projeto do viaduto pertence ao grupo Ascendi, e integra a subconcessão do Pinhal Interior, que faz a ligação entre Tomar e Coimbra. Pertence ao lanço Avelar Norte/Condeixa do IC 3, sendo o viaduto em causa, a passagem superior numero 8 situada perto de Monforte, Condeixa com o código de identificação ANCX.E.PS8. A passagem superior é essencialmente executada em betão armado sendo que algumas das suas componentes são pré-esforçadas com recurso a pré-tensão.

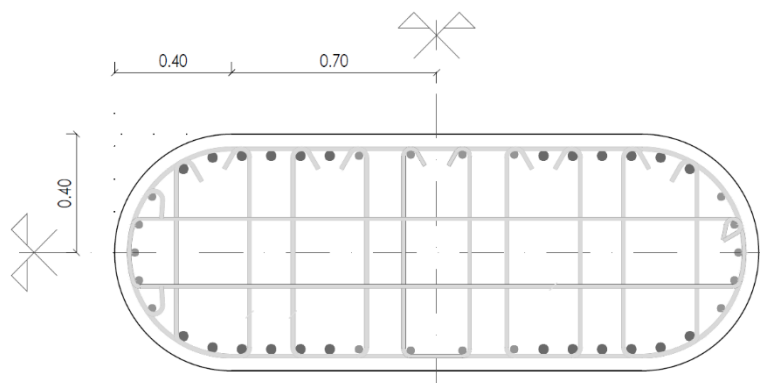
## 4.2. Viaduto ANCX.E.PS8.

### 4.2.1. Perfis transversais

O viaduto é constituído por um conjunto de quatro secções transversais de maior relevância:

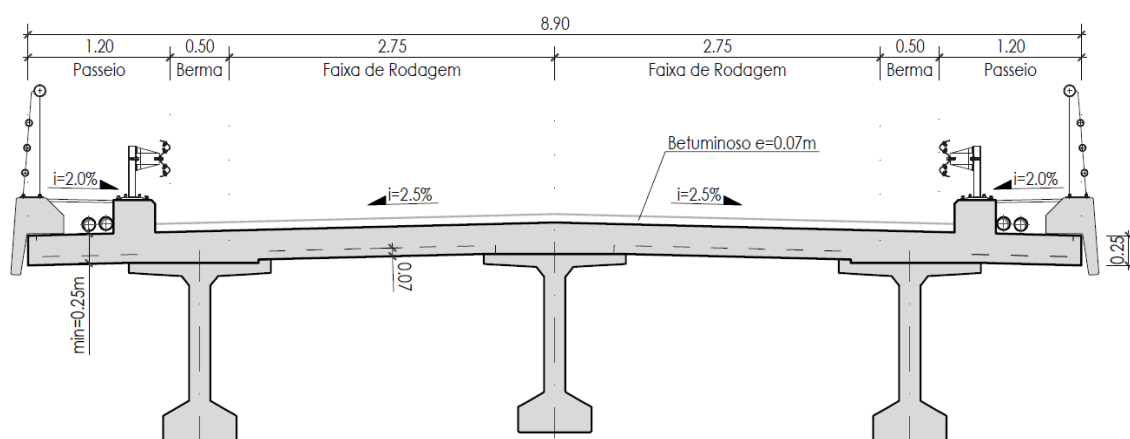
- Secção transversal dos pilares;
- Secção transversal do tabuleiro;
- Secção transversal do tabuleiro sobre os pilares;
- Secção transversal do tabuleiro sobre os encontros;

Os pilares do viaduto têm uma secção transversal retangular de extremidade arredondada com 2,20 m de comprimento por 0,8 m de largura, sendo que, o eixo de maior inercia está na direção do desenvolvimento longitudinal do viaduto (Figura 4.1).



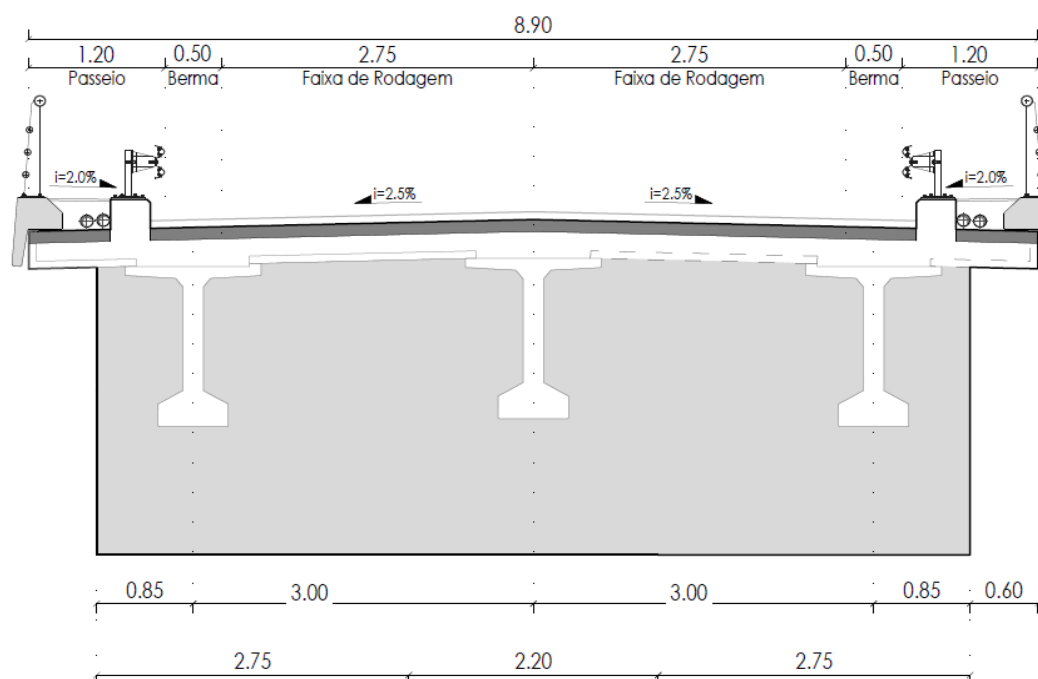
**Figura 4.1** – Secção transversal dos pilares (Ascendi, 2011)  
(UN - metros).

A secção transversal tipo do tabuleiro é constituído por um conjunto de três vigas em I pré-fabricadas e pré-esforçadas com uma altura total de 1,5 m, afastadas relativamente uma das outras em 3 m. Às vigas em I estão associadas uma laje betonada “in situ”, com 0,25 m de espessura e 8,9 m de largura, dando assim origem a um perfil transversal cuja altura máxima é de 1,75 m (Figura 4.2).



**Figura 4.2** – Secção transversal tipo do tabuleiro (Ascendi, 2011)  
(UN – metros).

A continuidade do tabuleiro sobre os pilares é garantida por meio de uma carlinga, com um comprimento de  $7,7\text{ m}$ , uma largura de um  $1,0\text{ m}$  e uma altura mínima de  $3,0\text{ m}$  (Figura 4.3), onde após a sua betonagem “in situ”, ficam apoiadas as vigas em “I” que nas fases antecedentes encontravam-se suportadas em apoios temporários.



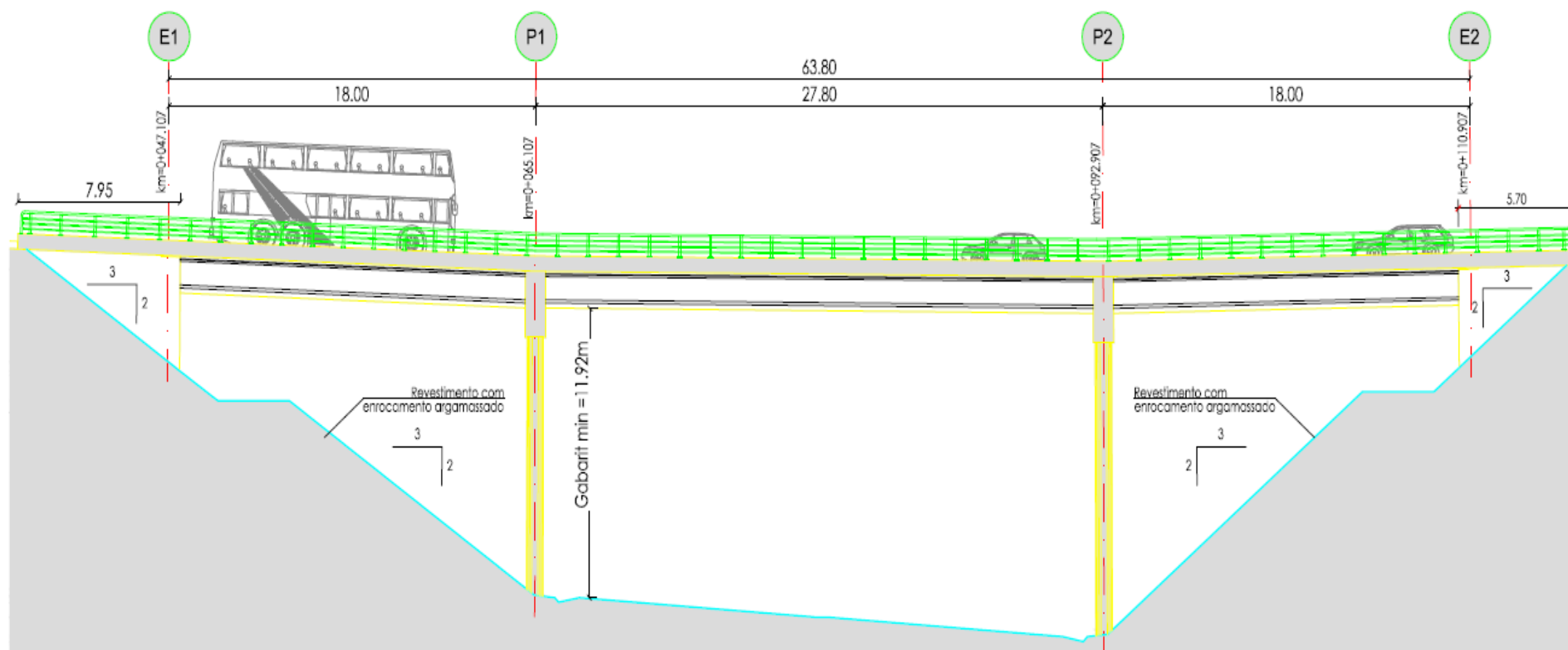
**Figura 4.3** – Secção transversal do tabuleiro sobre os pilares (Ascendi 2011)  
(UN – metros).



A secção transversal do tabuleiro sobre os encontros é idêntica, na sua forma, à secção transversal sobre os pilares, porém com dimensões reduzidas. A carlinga nesse caso possui o mesmo comprimento, mas com uma largura de 0,6 m e uma altura mínima de 1,85 m.

#### **4.2.2. Perfil longitudinal**

O perfil longitudinal do viaduto é constituído por três vãos de 18 m + 27,8 m + 18 m, somando assim um comprimento total de 63,8 m (Figura 4.4). O tabuleiro está monoliticamente ligado aos pilares e a ligação aos encontros é feita por intermédio de dois aparelhos de apoio, por encontro, do tipo “pot-bearing”. As vigas são pré-esforçadas com cordões aderentes aplicados em fábrica, sendo que, a continuidade das armaduras sobre os pilares é assegurada apenas pelas armaduras passivas. O tabuleiro do viaduto está sujeito apenas aos efeitos do pré-esforço isostático. As fundações dos pilares são construídas por intermédio de sapatas diretas, fundadas a mais de 3.0 m abaixo da plataforma rodoviária. Os encontros são ambos aparentes em cofre, constituídos por uma viga estribo de betão armado que apoia o tabuleiro e por um muro com contrafortes. Os encontros do viaduto não serão objetos de estudo desta dissertação por isso dispensa-se informações específicas relativos aos mesmos.



**Figura 4.4** – Perfil longitudinal do viaduto (Ascendi, 2011)  
(UN – metros).

### 4.2.3. Processo construtivo

O processo construtivo dos pilares, das fundações, e das carlingas foram levadas a cabo com recurso a betonagem “in situ” segundo os métodos tradicionais. A execução da laje do tabuleiro teve, como principal elemento de apoio, as vigas pré-fabricadas ao qual foram associadas pré-lajes colaborantes com 0,07 m de espessura que funcionaram como cofragem perdida. O processo construtivo do tabuleiro está dividido nas seguintes fases:

**1ª Fase:** Montagem das vigas em I pré-fabricadas e pré-esforçadas utilizando apoios temporários;

**2ª Fase:** Montagem das pré-lajes e das armaduras no tabuleiro e nas carlingas;

**3ª Fase:** Betonagem “in situ” da laje do tabuleiro e das carlingas dos encontros;

**4ª Fase:** Betonagem da carlinga dos pilares;

**5ª Fase:** Remoção dos apoios provisórios.

### 4.2.4. Quantificação de ações

Para a quantificação das ações a serem consideradas para o dimensionamento dos diferentes elementos estruturais do viaduto foram consideradas as disposições regulamentares da NP EN 1991-2 para pontes de classe 1.

- **Peso próprio dos elementos estruturais**

- Peso específico do betão armado: ..... 25,0 kN/m<sup>3</sup>
- Peso específico do betuminoso: ..... 24,0 kN/m<sup>3</sup>
- Peso específico do betão leve (enchimento dos passeios): ..... 10,0 kN/m<sup>3</sup>
- Peso específico do aço: ..... 77,0 kN/m<sup>3</sup>
- Guarda-corpos: ..... 0,5 kN/m
- Guarda de segurança metálica: ..... 0,5 kN/m
- Peso próprio das vigas pré-fabricadas: ..... 12,44 kN/m por viga
- Peso próprio da laje betonada “in situ” + pré-lajes: ..... 19,75 kN/m por viga lateral
- Peso próprio da laje betonada “in situ” + pré-lajes: ..... 20,42 kN/m por viga central
- Restantes cargas permanentes por viga extrema: ..... 14,2 kN/m
- Restantes cargas permanentes por viga central: ..... 8,64 kN/m

- **Pré-esforço**

O pré-esforço aplicado às vigas pré-fabricadas é de pré-tensão, sendo que, as vigas do vão central são constituídas por 28 cordões de 0,6 polegadas, o equivalente a uma área nominal por cordão de  $1,4 \text{ cm}^2$ , e as vigas do vão extremo são constituídas por 14 cordões de 0,6 polegadas com a seguinte distribuição (Figura 4.5):

-Vigas com 14 cordões:

Nível 1 - 8 cordões

Nível 2 - 4 cordões

Nível 5 - 2 cordões

-Vigas com 28 cordões:

Nível 1 - 8 cordões

Nível 2 - 10 cordões

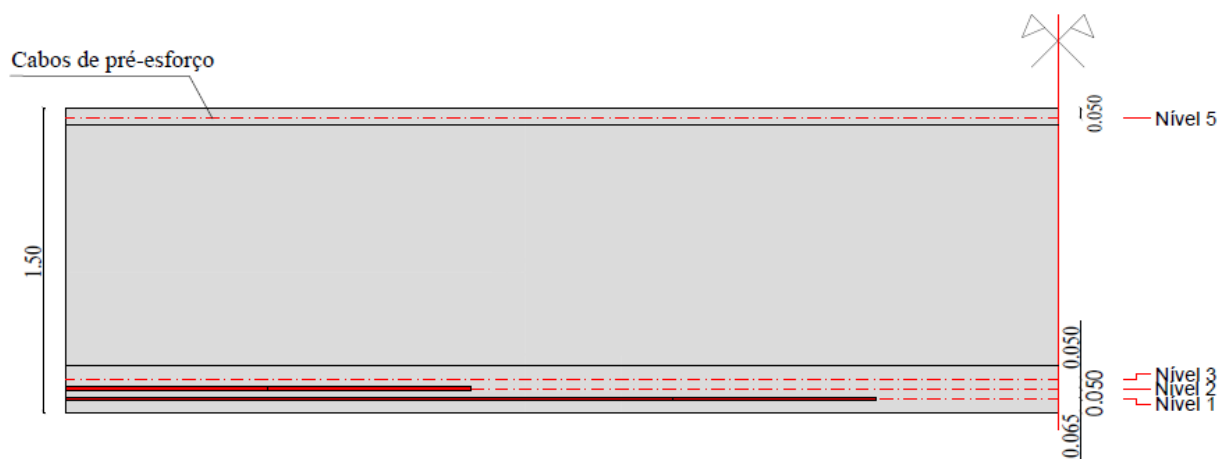
Nível 3 - 8 cordões

Nível 5 - 2 cordões

Os cordões de pré-esforço estão divididos em diferentes níveis nas vigas e possuem um desenvolvimento constante, ou seja, não existe variação da excentricidade dos cordões ao longo do desenvolvimento das vigas. A tensão de esticamento aplicada nos cordões de pré-esforço é de:

- Vãos extremos:  $\sigma_{p0'} = 0,75 f_{puk} = 1395 \text{ MPa}$

- Vãos centrais:  $\sigma_{p0'} = 0,78 f_{puk} = 1450 \text{ MPa}$



**Figura 4.5** - Alçado das vigas em I com o traçado dos cabos de pré-esforço (Ascendi, 2011)  
(UN - metros).

A relaxação dos cabos de pré-esforço, foi considerada como sendo da classe 2 - baixa relaxação ( $\rho_{1000} = 2,5\%$ ), segundo a secção 3.3.2(4) da NP EN 1992-1-1-2.

- **Sobrecargas**

As sobrecargas regulamentares, atuantes na faixa de rodagem e nos passeios, e consideradas no dimensionamento do viaduto, foram as seguintes:

- O modelo de carga 1 da NP EN 1991-1-2, que considera dois tipos de cargas, uma concentrada e uma outra uniformemente distribuída, que cobrem a maioria dos efeitos resultantes do carregamento dado pelos veículos pesados e ligeiros;
- Para os passeios foi considerado uma sobrecarga uniformemente distribuída de  $5 \text{ kN/m}^2$ , como sugerido na secção 5.3.2 da NP EN 1991-1-2;

#### 4.2.5. Dados adicionais

Os elementos de betão armado do viaduto foram dimensionados de acordo com o REBAP, mas quando esta é omissa, seguiu-se as disposições regulamentares da NP EN 1992-1-1 e da EN 1992-2.

**Tabela 4.1** – Classe dos materiais empregues em obra (Ascendi 2011).

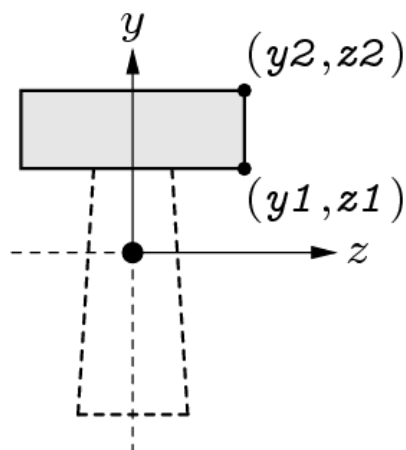
	<i>Classe de Resistência</i>	<i>Classe de exposição</i>	<i>Recobrimento (cm)</i>
Fundações	C30/37	XC2	5
Pilares e Encontros	C30/37	XC4	4
Vigas Pré-fabricadas	C45/55	XC4	3,5
Pré-Lajes	C30/37	XC3	3,5
Laje betonada "in situ"	C30/37	XC4	3,5
Armaduras Ordinárias	LNEC E460 A500 NR SD		
Cordões de Pré-esforço	LNEC E453 Y 1860 S7 15,2mm		

### 4.3. Modelação

Para a modelação do caso de estudo recorreu-se ao software de cálculo DIANA FEA, na sua versão 10.1. Tendo em conta a análise probabilística que posteriormente será levada a cabo, e estando ciente dos custos computacionais de tal análise, optou-se pelo desenvolvimento de um modelo de duas dimensões utilizando elementos de viga com três graus de liberdade (dois de translação e uma de rotação), que seguem a teoria de Bernoulli.

#### 4.3.1. Perfis transversais equivalentes

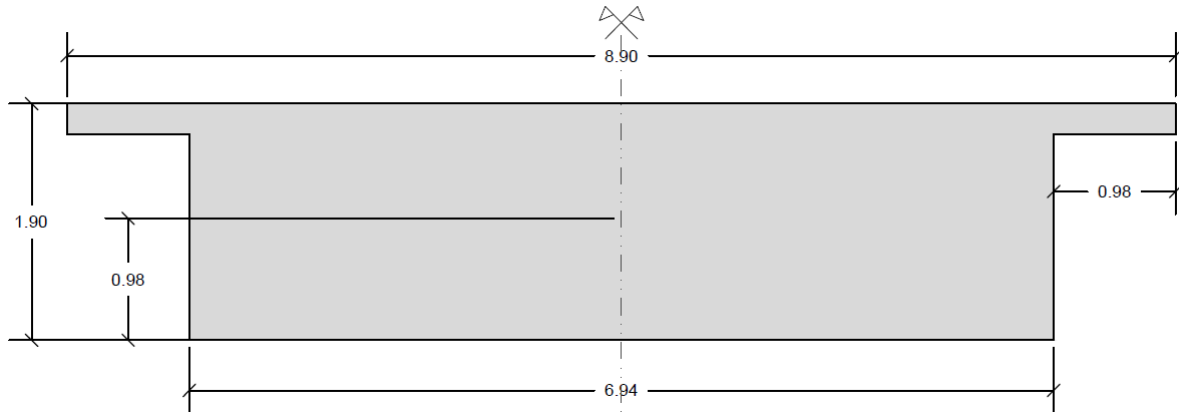
A definição das secções transversais dos elementos de viga, acabou por ser condicionada por algumas limitações do software, relativas à análise 2D. Limitações essas que advêm do facto de que as secções transversais que não estão pré-definidas no DIANA, serem desenvolvidas através de um conjunto de zonas quadriláteras (não necessariamente retangulares). Para sua definição são apenas necessárias as coordenadas (y, z) de dois pontos, isto porque as mesmas deverão ser simétricas e contínuas em torno do eixo Y.



**Figura 4.6** – Secção transversal arbitrária definida por duas zonas (TNO DIANA, 2008).

Não sendo possível definir as secções transversais tal como são, optou-se pela definição de secções transversais equivalentes que muito se aproximam das secções transversais reais, proximidade essa que pretende fazer corresponder as principais propriedades geométricas de uma secção transversal quando analisada à flexão. As Tabela 4.2, Tabela 4.3 e Tabela 4.4, fazem uma comparação entre as propriedades geométricas de maior relevância das secções transversais reais e das secções transversais equivalentes. As secções transversais equivalentes acabaram por perder a inclinação de 2,5% no tabuleiro, isto porque, como foi explicado anteriormente, a secção é definida por um conjunto de zonas quadrilaterais, não podendo ser trilaterais.

A secção transversal sobre os encontros resulta da consideração de uma carlinga (viga tranversal) existente sobre o encontro que está conetada à laje do tabuleiro através de uma betonagem “in situ”, que utiliza unicamente um betão da classe C30/37.



**Figura 4.7** – Secção transversal equivalente sobre os encontros  
(UN – metros).

A secção transversal equivalente sobre os pilares assume a mesma forma que a secção transversal equivalente sobre os encontros, contudo, com uma altura total de 3 m. A forma da mesma vem da junção da laje do tabuleiro com a carlinga, que é betonada “in situ”.

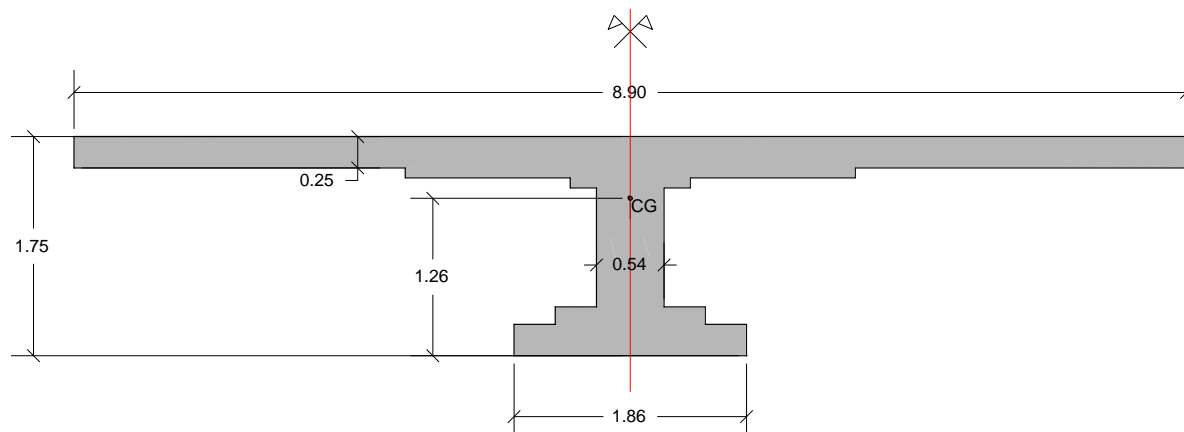
**Tabela 4.2** – Secção transversal sobre os encontros e pilares.

	<i>Secção transversal sobre os encontros</i>			<i>Secção transversal sobre os pilares</i>		
	Secção real	Secção equivalente	Erro (%)	Secção real	Secção equivalente	Erro (%)
$H_{\text{médio}} (m)$	1,890	1,900	0,53	2,973	3,000	0,91
$H_{\text{cg}} (m)$	0,994	0,980	-1,49	1,526	1,518	-0,52
$I_z (m^4)$	4,471	4,291	-4,03	18,208	17,887	-1,77
Área ( $m^2$ )	13,931	13,676	-1,83	23,510	23,400	-0,47

A secção transversal equivalente do tabuleiro, considera numa só viga em “I” as anteriores três vigas em “I” da secção transversal real, de modo a que seja possível definir a secção transversal através de um conjunto de zonas quadriculares contínuas e simétricas em torno de um eixo vertical, tal como apresentado na Figura 4.8. Adicionando a largura dos banzos inferiores e



superiores, e a largura das almas, das três vigas em “I”, obtém-se as dimensões da única viga em “I”, constituída por um betão da classe C45/55, que está associada à laje do tabuleiro, constituído por um betão da classe C30/37.

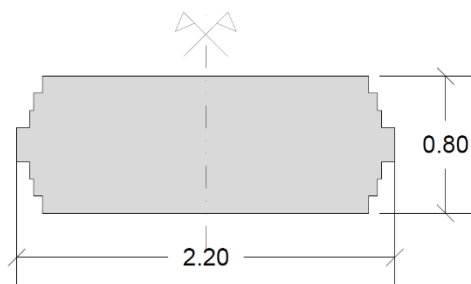


**Figura 4.8** – Secção transversal equivalente do tabuleiro  
(UN - metros).

**Tabela 4.3** – Secção transversal do tabuleiro.

	<i>Secção real</i>	<i>Secção equivalente</i>	<i>Erro (%)</i>
$H_{\text{médio}}$ (m)	1,745	1,750	-0,315
$H_{\text{cg}}$ (m)	1,26	1,260	0,024
$I_x$ (m <sup>4</sup> )	1,225	1,190	2,850
Área (m <sup>2</sup> )	3,955	3,736	5,550

Não sendo possível definir secções curvas, a aproximação à secção transversal do pilar é feita através de várias superfícies retangulares que vão decrescendo a partir do centro da secção (Figura 4.9), de modo a aproximar a extremidade da secção a uma curvatura de 0,8 m de diâmetro que faz parte da secção transversal real do pilar.



**Figura 4.9** – Secção transversal equivalente do pilar  
(UN – metros).

**Tabela 4.4** – Secção transversal sobre do pilar.

	<i>Secção real</i>	<i>Secção equivalente</i>	<i>Erro (%)</i>
$H_{\text{médio}}$ (m)	0,800	0,800	0,000
$H_{\text{cg}}$ (m)	0,400	0,400	0,000
$I_x$ (m <sup>4</sup> )	0,080	0,083	-4,261
Área (m <sup>2</sup> )	1,623	1,630	-0,450

#### 4.3.2. Perfil longitudinal e disposição das armaduras

O modelo analítico, tal como referido anteriormente, utiliza elementos de barras com três graus de liberdade para todos os elementos do viaduto. Os diferentes elementos das barras estão divididos em quatro grupos segundo as secções transversais equivalentes apresentadas anteriormente, i.e., a secção transversal sobre o encontro, a secção transversal do tabuleiro, a secção transversal de continuidade sobre os pilares e a secção dos próprios pilares. O perfil longitudinal está suportado por quatro apoios, dois encastramentos na base dos pilares e dois apoios simples nos encontros. A disposição das armaduras define-se, essencialmente, pela sua excentricidade em relação ao centro de gravidade da secção transversal equivalente do tabuleiro e dos pilares (Tabela 4.5), e pela variação da área da armadura longitudinal nas diferentes secções transversais do viaduto (anexo B - Figura B.8). Para a definição das áreas de armadura realizou-se um trabalho de levantamento com base nos desenhos de pormenorização disponibilizados.

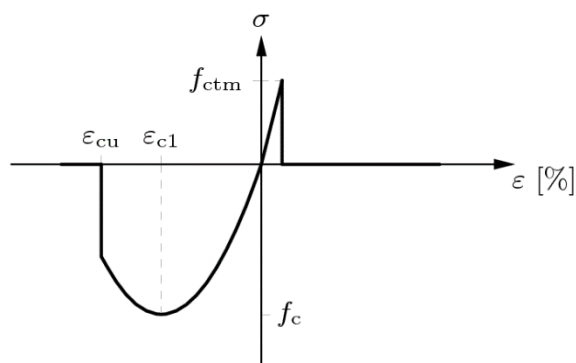
**Tabela 4.5** - Excentricidade das armaduras ordinárias.

<i>Excentricidade (mm)</i>	<i>Localização das armaduras</i>
440	Laje face superior
327	Laje face inferior
195	Viga banzo superior
-455	Viga alma
-1058	Viga banzo inferior
-1198	
339	Pilar
-339	
169	
-169	
-1160	Pré-esforço- Nível I
-1100	Pré-esforço- Nível II
-1030	Pré-esforço- Nível III
150	Pré-esforço- Nível V

#### 4.3.3. Leis constitutivas

- **Betão**

O modelo constitutivo utilizado para descrever o comportamento do betão à compressão e à tração, é o modelo constitutivo da EN 1992-1-1 (Figura 4.10). Como tal, o modelo apresenta uma tensão máxima de tração “ $f_{ctm}$ ”, uma extensão máxima de compressão “ $\epsilon_{cu}$ ” e uma extensão “ $\epsilon_{cl}$ ” correspondente à tensão máxima de compressão “ $f_c$ ”.

**Figura 4.10** – Modelo constitutivo do betão segundo EN 1992-1-1 (TNO DIANA, 2008).

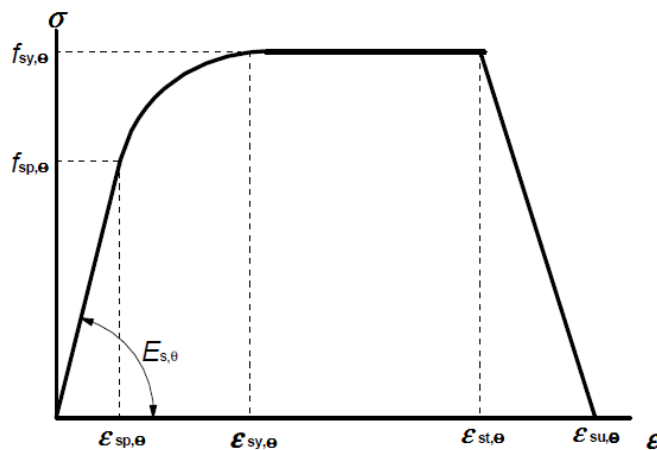
Definido o modelo constitutivo a ser utilizado, é necessário a definição dos respetivos parâmetros de caracterização das classes de betão a ser utilizado. Os valores abaixo indicados foram extraídos do quadro 3.1 da (NP EN 1992-1-1, 2008).

**Tabela 4.6** – Valores utilizados para a definição do modelo constitutivo do betão.

	$E_{cm}$ (GPa)	$f_{ctm}$ (MPa)	$f_{cm}$ (MPa)	$\varepsilon_{cl}$ (‰)	$\varepsilon_{cu}$ (‰)
C30/37	33	2,9	38	2,2	3,5
C45/55	36	3,8	53	2,4	3,5

- **Armadura ordinária e de pré-esforço**

Para definir o comportamento em compressão e em tração da armadura ordinária e de pré-esforço considerou-se o modelo constitutivo da EN 1992-1-2 (Figura 4.11). Contudo, os valores médios da tensão de cedência e da tensão última apresentados na Tabela 4.7 foram definidos de acordo com a JCSS, 2005.



**Figura 4.11** – Modelo constitutivo da armadura (EN 1992-1-2, 2010).

**Tabela 4.7** – Valores utilizados no modelo constitutivo da armadura.

	<i>A500 NR SD</i>	<i>Y 1860 S 15.2mm</i>
$\varepsilon_{sp}$	0,0028	0,00645
$\varepsilon_{sy}$	0,02	0,02
$\varepsilon_{st}$	0,15	0,05
$\varepsilon_{su}$	0,2	0,1
$E_s$ (GPa)	200	195
$f_{sp}$ (MPa)	560,0	1257,50
$f_{sy}$ (MPa)	560,0	1257,50

#### 4.3.4. Elementos finitos

No âmbito daquilo que é a classificação dos elementos de viga do DIANA, os elementos de viga utilizados pertencem à classe II, classe essa que segue a teoria de Bernoulli e possui a nomenclatura L7BEN. Essa classificação é direcionada para elementos de viga retilíneos com dois pontos nodais ao qual estão associados três graus de liberdade por nó, a translação em x ( $u_x$ ), em y ( $u_y$ ) e a rotação em torno do eixo z ( $\phi_z$ ).

A discretização dos elementos, ou a dimensão dos elementos de viga utilizados, vieram na sequência da diminuição da dimensão desses elementos até que a variação do deslocamento registado a meio vão do vão central apresente uma variação pouco significativa, pois o refinamento do modelo deixa de ser compensatório a partir de determinado ponto, fazendo aumentar o tempo de cálculo sem grandes benefícios. Entre a dimensão dos elementos de viga utilizados e a redução desta mesma dimensão em 50%, obteve-se uma variação de apenas 0,3% do deslocamento vertical máximo registado, concluindo-se assim como desnecessária a diminuição da dimensão dos elementos de viga, para além dos 0,5 m no tabuleiro, otimizando assim o tempo de computação do modelo.

#### 4.3.5. Faseamento construtivo

Devido ao processo construtivo do viaduto surgiu a necessidade de se criar um modelo sobre a qual seria possível executar uma análise faseada. Isto porque, numa primeira fase (Figura 4.12), onde o pré-esforço é aplicado às vigas pré-fabricadas, as mesmas não se encontram

monoliticamente ligados aos pilares, impossibilitando assim a transmissão de esforços de flexão para os pilares, ou seja, todos os esforços resultantes da ação do pré-esforço deverão ser unicamente absorvidos pelo tabuleiro. Numa segunda fase (Figura 4.13), onde as restantes cargas permanentes e toda a sobrecarga é aplicada sobre o tabuleiro, as vigas pré-fabricadas e a laje do tabuleiro estão monoliticamente ligados ao pilar, permitindo assim que o pilar absorva esforços de flexão, o que não acontece na primeira fase.

- **Fase 1: Aplicação do pré-esforço e parte da carga permanente**



**Figura 4.12** – Sistema estático da fase 1.

Anteriormente foram apresentadas as tensões de pré-esforço aplicadas aos cordões de pré-esforço, mas estes não consideravam as perdas por retração, fluência, deformação instantânea do betão e relaxação dos cordões, pois na memória descritiva do projeto indica-se que estas, foram determinadas através do cálculo automático e os respetivos valores não são explicitamente indicados. A determinação da perda de tensão devida à relaxação dos cordões de pré-esforço (Tabela 4.8) foi realizada com base na fórmula 3.29 da NP EN 1992-1-1, fórmula essa (Equação 4.1) que está diretamente ligada aos fios ou cordões de pré-esforço de baixa relaxação.

$$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 0,66 \rho_{1000} e^{9.1\mu} \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75(1-\mu)} 10^{-5} \quad (4.1)$$

Em que:

- $\Delta\sigma_{pr}$ , valor absoluto das perdas de pré-esforço devido à relaxação;
- $\sigma_{pi}$ , para a pré-tensão, é a tensão de tração máxima aplicada nas armaduras de pré-esforço deduzidas as perdas instantâneas que ocorrem durante as operações de pré-esforço;
- $t$ , tempo depois da aplicação do pré-esforço (em horas);

$-\mu = \sigma_{pi} / f_{pk}$ , em que  $f_{pk}$  é o valor característico da resistência à tração do aço de pré-esforço;

$-\rho_{1000}$ , valor da perda devido à relaxação (em %), às 1000h depois da aplicação de pré-esforço e a uma temperatura média de 20 °C.

Segundo a secção 3.3.2(8) da EN-1992-1-1 os valores a longo prazo (finais) das perdas devida à relaxação deverão ser estimados para um tempo de 500 000 h (ou seja, cerca de 57 anos).

**Tabela 4.8** – Cálculo da relaxação dos cordões de pré-esforço.

	<i>Unidades</i>	<i>Vão extremo</i>	<i>Vão central</i>
$\sigma_{pi}$	MPa	1395,00	1450,80
$t$	h	500000	500000
$\mu$	Adimensional	0,75	0,78
$\rho_{1000}$	%	2,50	2,50
$\Delta\sigma_{pr}$	MPa	67,95	97,28
$\sigma_{final}$	MPa	1327,05	1352,72

As restantes perdas diferidas foram determinadas com base em algumas informações extraídas da memória de cálculo do projeto, que apontam as tensões nas fibras extremas comprimidas das vigas pré-esforçadas após os efeitos diferidos, para um valor de 17,21MPa. Com base nessa informação estima-se que as restantes perdas diferidas rondam os 18,5% do pré-esforço inicial aplicado (Tabela 4.9).

**Tabela 4.9** –Pré-esforço final instalado.

	<i>Unidades</i>	<i>Vão extremo</i>	<i>Vão central</i>
$\sigma_{final}$	MPa	1046,25	1087,05

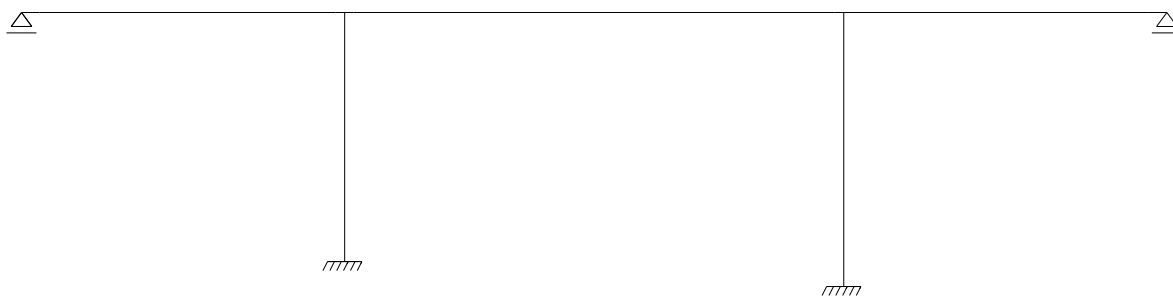
Na fase 1, o tabuleiro do viaduto encontra-se simplesmente apoiado em apoios temporários que não permitem a transmissão de esforços de flexão para os pilares. Contudo, estes possibilitam a deformação axial do tabuleiro provocada pelas tensões de pré-esforço. Uma vez aplicado o pré-esforço, o tabuleiro do viaduto é sujeito a uma parte de toda carga permanente que atua sobre o viaduto. Durante esta fase, onde ainda acontece a betonagem das carlingas, e antes de

este ser capaz de absorver quaisquer esforços de flexão sobre o pilar, a laje do tabuleiro é betonada, levando assim a concluir que nesta fase as vigas pré-fabricadas estão sujeitas a um carregamento resultante do seu peso próprio e do peso próprio da laje do tabuleiro de betonagem “in situ”. Desta forma o tabuleiro acaba por absorver grande parte dos esforços gerados pelas cargas permanentes enquanto esta ainda se encontra simplesmente apoiada, pois a betonagem da carlinga sobre o pilar acontece depois da betonagem da laje do tabuleiro, tal como foi afirmado na secção 4.2.3.

Estima-se que nesta fase a carga permanente, por unidade de comprimento, que atua sobre o tabuleiro seja de aproximadamente  $98,97 \text{ kN/m}$ , provenientes de:

- Peso próprio das armaduras: .....  $1,73 \text{ kN/m}$
- Peso próprio das vigas pré-fabricadas: .....  $12,44 \text{ kN/m}$  por viga (x3)
- Peso próprio da laje betonada “in situ” + pré-lajes: ....  $19,75 \text{ kN/m}$  por viga lateral (x2)
- Peso próprio da laje betonada “in situ” + pré-lajes: .....  $20,42 \text{ kN/m}$  por viga central

- **Fase 2 – Aplicação da sobrecarga e solidificação da carlinga**



**Figura 4.13** – Sistema estático da fase 2.

Na fase 2 existe uma alteração nas condições de suporte do tabuleiro, pois este deixa de ser simplesmente apoiada e passa a ter continuidade sobre o pilar através das carlingas betonadas sobre os pilares, alterando assim o sistema estático e consequentemente a distribuição de esforços. Nestas condições são aplicadas as restantes cargas permanentes contabilizando assim um peso próprio total de  $155,13 \text{ kN/m}$ , e as sobrecargas regulamentares da (EN 1991-2, 2003).



- Peso do betão betuminoso: .....10,92 kN/m
- Peso específico do betão Leve (enchimento dos passeios): .....7,2 kN/m
- Guarda-corpos: .....0,5 kN/m
- Guarda de segurança metálica: .....0,5 kN/m
- Restantes cargas permanentes: .....14,2 kN/m por viga extrema (x2)  
.....8,64 kN/m por viga central (x1)

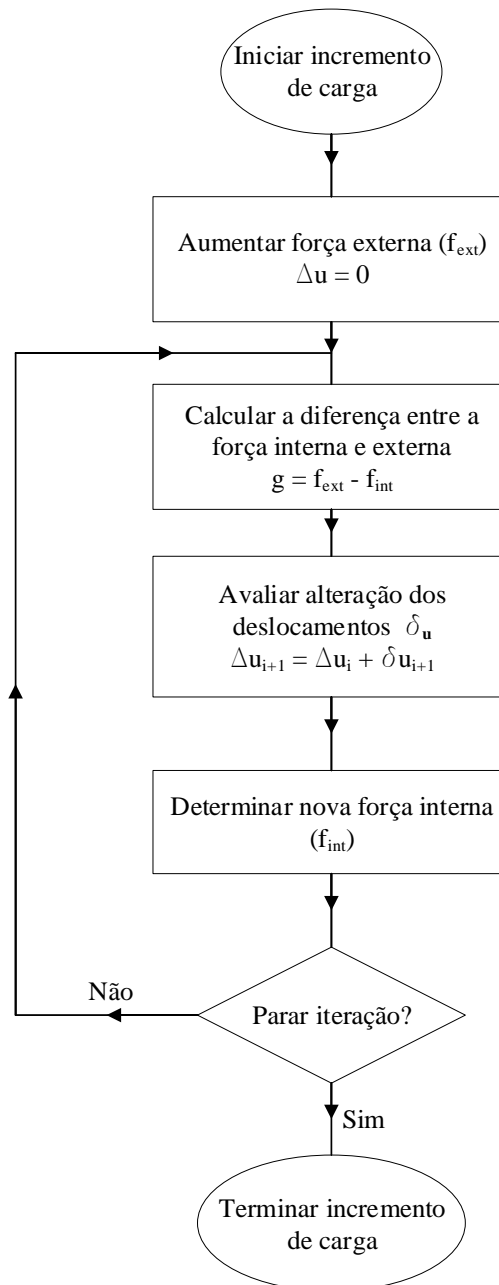
#### **4.4. Análise numérica não-linear**

A análise não-linear é a análise mais detalhada que pode ser utilizada para descrever o comportamento de uma estrutura nas situações mais anormais (carregamento excessivo, comportamento após a fissuração, encurvadura, plastificação de secções, etc.). Esta análise é utilizada quando se pretende ter em conta na análise estrutural a resposta não linear do material e os efeitos geométricos não-lineares. Este método pode ser utilizado em todos os tipos de pontes para a avaliação do seu estado limite de serviço assim como na avaliação do seu estado limite último, com o intuito de avaliar os esforços estruturais, as tensões e extensões associadas, o modo de rotura e a determinação da sua capacidade de carga (Sustainable Bridges, 2007).

##### **4.4.1. Solução incremental-iterativa**

A análise executada sobre o modelo é uma análise não-linear que tem em conta a não linearidade do comportamento dos materiais segundo os modelos constitutivos apresentados anteriormente. Sendo o comportamento dos materiais não-linear (variação do módulo de elasticidade do material ao longo da sua solicitação), a relação entre o vetor força e deslocamento, dada pela matriz de rigidez, deixa de ser linear. Uma vez que esta relação não é linear, os deslocamentos a serem calculados serão dependentes dos deslocamentos registados em fases anteriores, tornando-se assim necessário fasear a solicitação da estrutura através de pequenos incrementos carga.

Tal como na análise linear, depois de cada incremento de carga, também pretende-se estabelecer o equilíbrio entre as forças internas e as forças externas da estrutura. Para conseguir tal equilíbrio, após cada incremento de carga, é utilizado um processo iterativo (Figura 4.14).



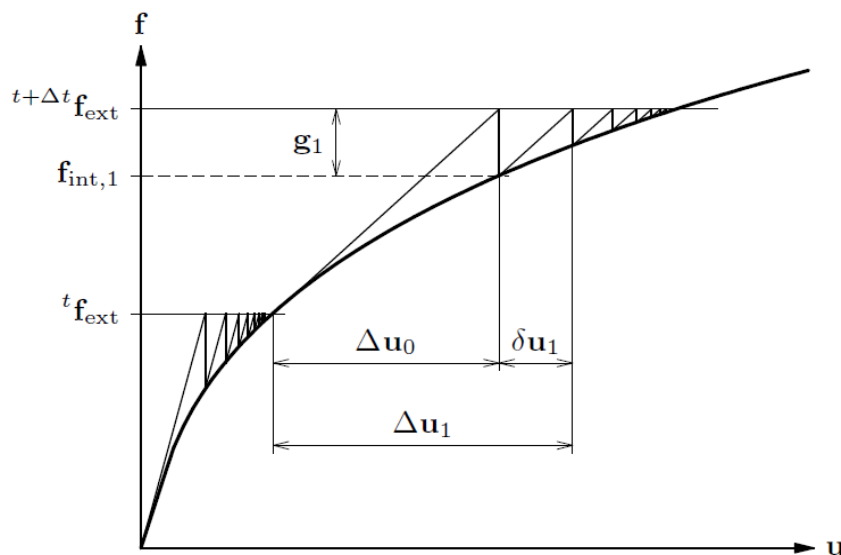
**Figura 4.14** - Processo iterativo para estabelecer o equilíbrio de forças (TNO DIANA, 2008).

Neste processo iterativo, a variação do deslocamento ( $\Delta u_{i+1}$ ) necessário para estabelecer o equilíbrio entre as forças externas e as forças internas é adaptado em cada iteração através de um incremento do deslocamento ( $\delta u_{i+1}$ ), por iteração, até que a diferença entre o vetor das forças internas e externas ( $g_i$ ) seja inferior a uma tolerância previamente definida. Para determinar o incremento de deslocamento em cada iteração utiliza-se a equação 4.2. com a inversa da matriz rigidez,  $K_i^{-1}$ .

$$\delta u_{i+1} = K_i^{-1} g_i \quad (4.2)$$

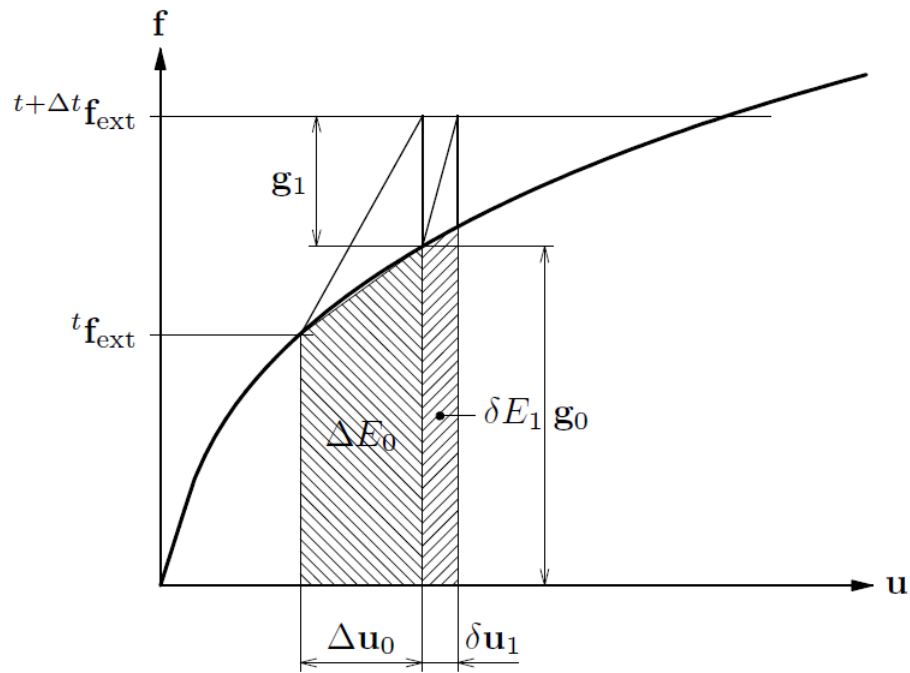
$$K_i = \frac{\partial g}{\partial \Delta u} \quad (4.3)$$

A matriz de rigidez, segundo o método iterativo de Newton-Raphson modificado (Figura 4.15), é determinada através da equação 4.3, no início de cada incremento de carga, ou seja, a matriz rigidez é determinada com base no estado de equilíbrio do anterior incremento de carga.



**Figura 4.15** – Método iterativo de Newton-Raphson modificado (TNO DIANA, 2016).

Como critério de convergência do método iterativo de Newton-Raphson modificado, foi utilizado a norma das energias (Figura 4.16), que consiste na avaliação da razão, entre o acréscimo de energia ao final de cada iteração, com a energia avaliada na primeira iteração até que a mesma seja inferior a uma tolerância previamente definida. A quantificação da energia nesta norma é dada pela área da zona trapezoidal sombreada da figura que se segue, delimitada pelas forças internas e pelo deslocamento relativo da respetiva iteração, tal como indica a equação 4.4.



**Figura 4.16** – Critério de convergência segundo a norma das energias (TNO DIANA, 2016).

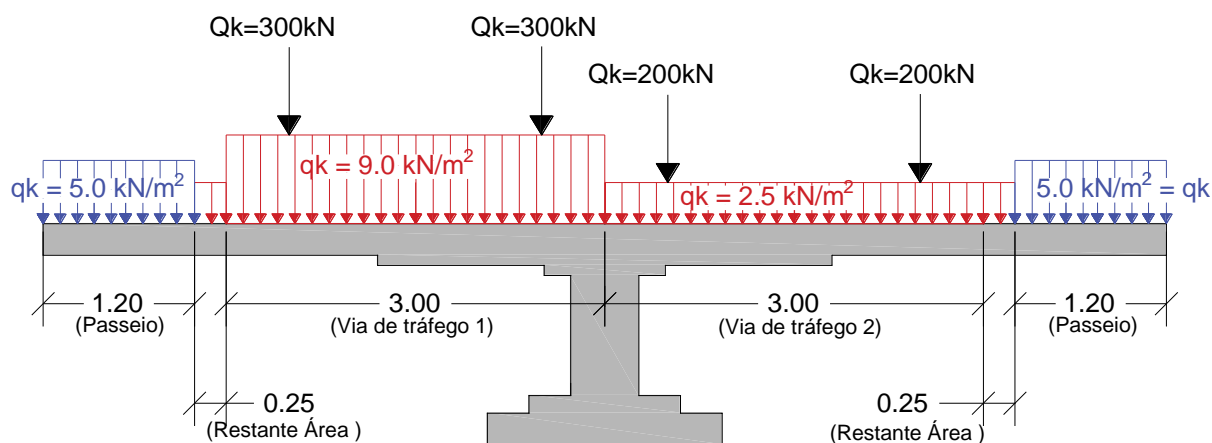
$$\text{Norma das energias} = \left| \frac{\delta u_i^T (f_{int,i+1} + f_{int,i})}{\Delta u_0^T (f_{int,1} + f_{int,0})} \right| \leq 0.01 \quad (4.4)$$

A solução incremental-iterativa, como o próprio nome indica, é constituída por duas partes, a parte iterativa descrita anteriormente e a parte incremental. Para o incremento de carga utilizou-se o método de incremento automático adaptativo, apesar de este ter um custo computacional adicional quando comparado com o método de incremento explícito, onde os incrementos de carga são manualmente definidos pelo utilizador. Este método foi escolhido, uma vez que, posteriormente, pretende-se executar uma análise probabilística onde alguns parâmetros relacionados com o modelo constitutivo do betão irão sofrer algumas alterações, podendo assim ser necessário alguns ajustes no incremento ou na diminuição da carga, (no caso de estarmos na fase do comportamento pós pico) de modo a evitar a não convergência do problema, antes de se atingir o fator de carga máxima da estrutura. O método de incremento automático adaptativo permite definir o incremento de carga máximo e mínimo admissível, assim como limitar o fator de carga máxima e o número total de incrementos.

#### 4.4.2. Comportamento estrutural

Uma vez desenvolvido o modelo numérico, e sendo a determinação do fator de carga máxima segundo uma análise longitudinal à flexão o principal objetivo, nesta fase pretende-se analisar os resultados provenientes da análise não-linear, descrita anteriormente, que permitam caracterizar o comportamento estrutural do modelo numérico.

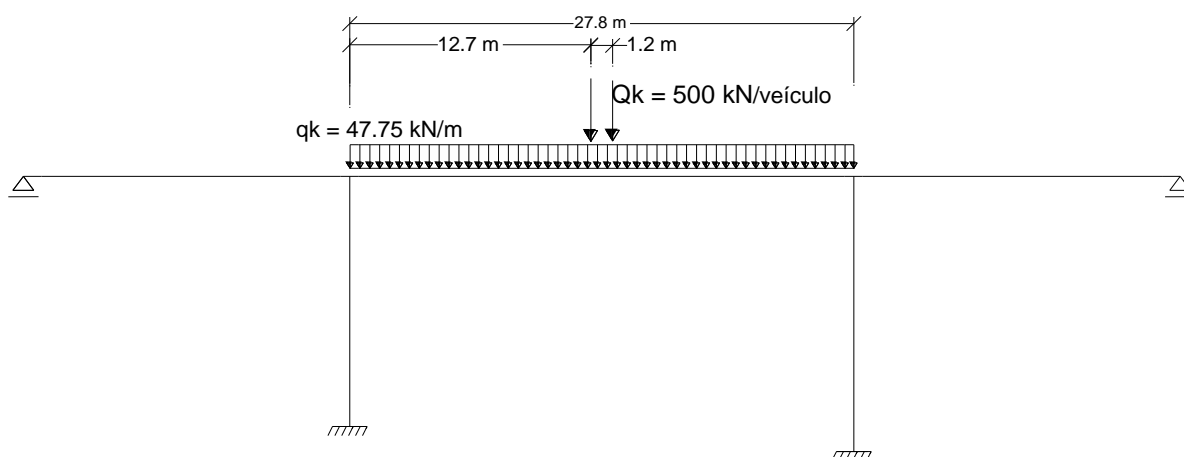
Para a determinação do fator de carga máxima do viaduto é imperativo a utilização da sobrecarga do dimensionamento, uma vez que, posteriormente, se pretende determinar o seu índice de fiabilidade que acaba por ser muito sensível à sobrecarga utilizada na análise. Sendo assim, a determinação do fator de carga máxima do viaduto é relativa à sobrecarga da NP EN 1991-1-2, que depois de devidamente quantificada, toma a configuração indicada na Figura 4.17.



**Figura 4.17** – Posicionamento da sobrecarga no perfil transversal  
(UN - metros).

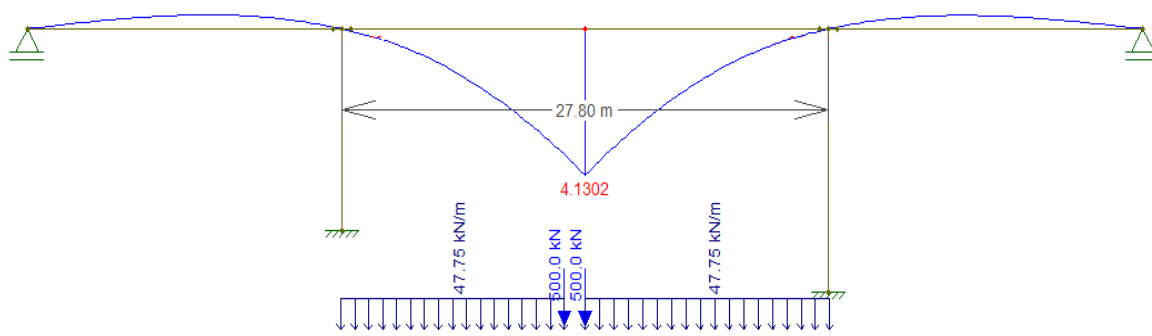
O carregamento transversal apresentado, quando devidamente convertido para uma análise 2D longitudinal, corresponderá a uma carga uniformemente distribuída de  $47,75 \text{ kN/m}$  e a duas cargas concentradas de  $500 \text{ kN}$  afastadas em  $1.2 \text{ m}$  (espaçamento longitudinal entre as rodas do veículo tipo da EN NP 1991-1-2).

Segundo a NP EN 1991-1-2, para a avaliação de qualquer elemento estrutural deverá se considerar o posicionamento da sobrecarga na sua posição mais desfavorável para o elemento em causa, segundo o efeito em análise. Como tal, efetuou-se o posicionamento da sobrecarga de modo a se obter o menor fator de carga para a análise global à flexão da estrutura (Figura 4.18).



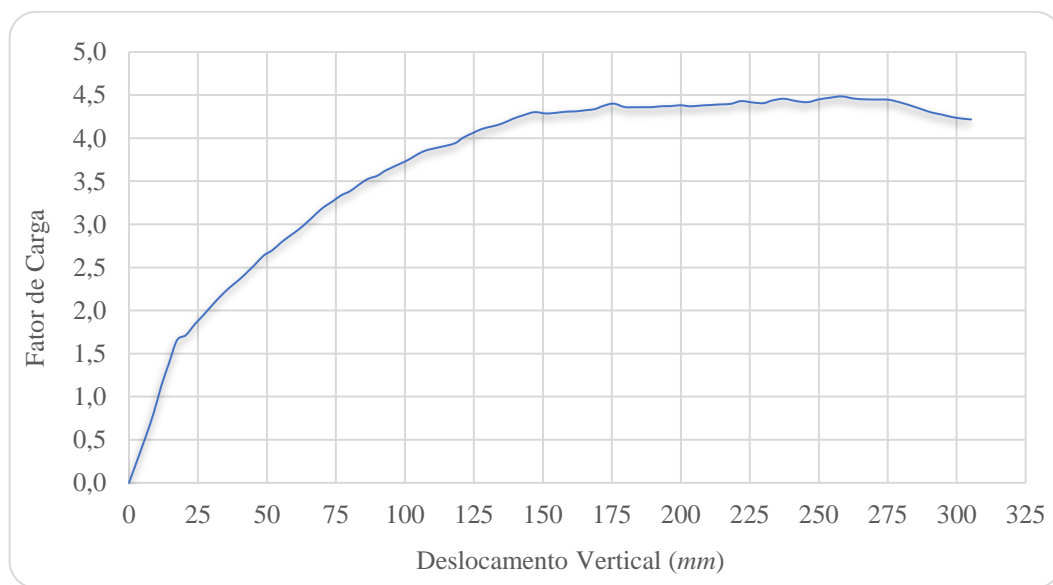
**Figura 4.18** – Posicionamento da sobrecarga no perfil longitudinal  
(UN - metros).

Numa primeira análise onde se pretendia identificar o modo de rotura do viaduto efetuou-se o carregamento total da estrutura, verificando-se assim que o seu colapso seria por esmagamento do betão na secção a meio vão do vão intermédio e não pela redução do grau de hiperstaticidade da estrutura (formação de rótulas plásticas) ou pelo rompimento da armadura. Desta forma a secção a meio vão do vão intermédio demonstrou ser a mais crítica. Para o posicionamento da sobrecarga na sua posição mais desfavorável para a secção em causa recorreu-se ao traçado da linha de influência (Figura 4.19), permitindo assim comprovar que o posicionamento acima indicado é o mais desfavorável.



**Figura 4.19** – Linha de influência para a secção a meio vão do vão central.

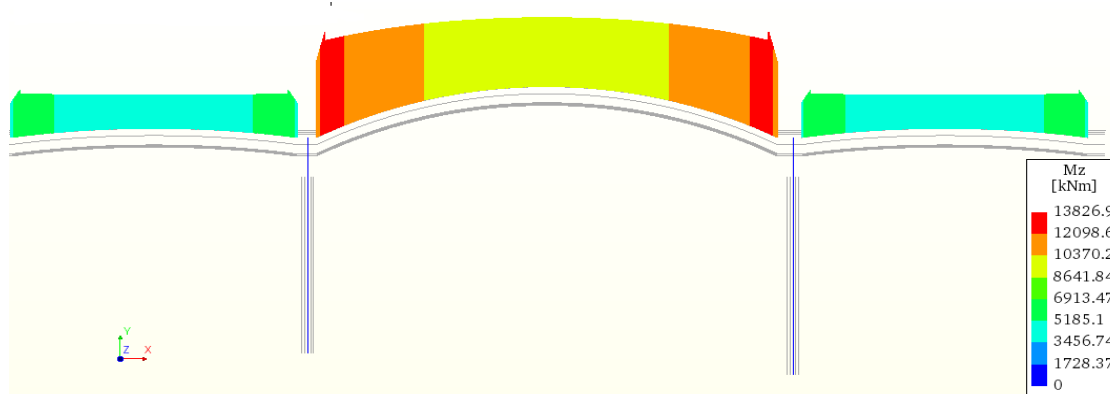
A determinação da capacidade de carga máxima do modelo numérico, dá-se através de incrementos sucessivos da sobrecarga até que a mesma entre no regime pós pico e ocorra o esmagamento do betão.



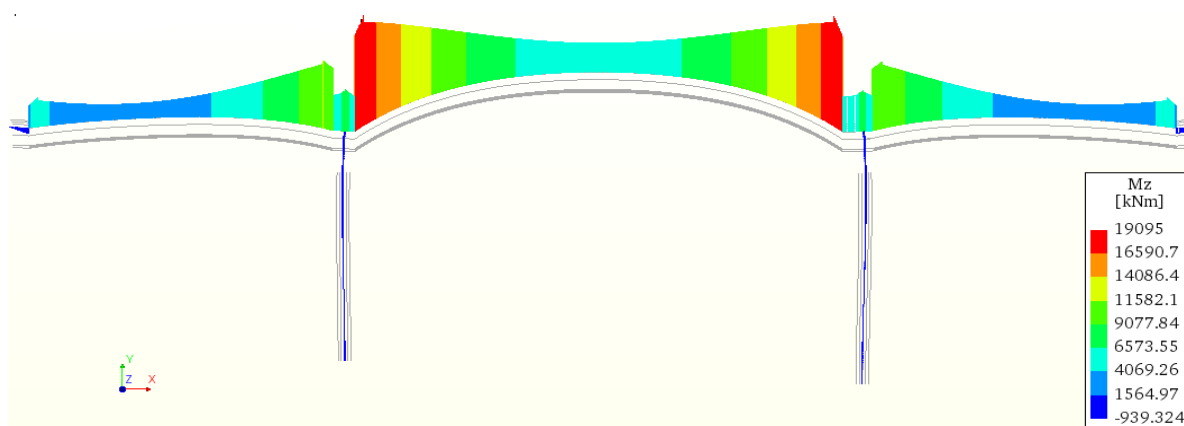
**Figura 4.20** – Variação do deslocamento vertical a meio vão do vão central segundo o aumento do fator de carga até ao colapso.

O fator de carga máxima da estrutura é de 4,48, o equivalente ao aumento da sobrecarga em 348%. Da análise do gráfico podemos observar que existe uma variação de rigidez no comportamento estrutural para um fator de carga de aproximadamente 1,71, que se deve à fissuração da secção transversal a meio vão do vão central, onde nesse instante o momento fletor instalado é de 8068,79 kNm.

De acordo com o descrito durante o processo de modelação, da análise da Figura 4.21 e Figura 4.22, observa-se a distribuição do diagrama de momento fletor naqueles que são os dois diferentes sistemas estáticos a que o viaduto foi sujeito durante o seu processo construtivo. Numa primeira fase (Figura 4.21) o tabuleiro encontra-se simplesmente apoiado, sendo que o momento negativo instalado nas extremidades deve-se à excentricidade do cabo de pré-esforço. A ligeira diminuição do momento negativo em direção ao vão central deve-se ao momento positivo resultante, apenas, da ação do peso próprio das vigas pré-fabricadas nas condições de apoio em que as mesmas se encontram. Já na segunda fase (Figura 4.22), pode-se observar uma diminuição mais acentuada do momento fletor negativo no vão intermédio à medida que se vai afastando dos seus pontos extremos, isso deve-se à ação conjunta de todas as cargas permanentes e não de uma ação parcial, como acontecia na primeira fase. Nesta fase, também pode-se observar que existe um aumento do momento fletor negativo junto dos pilares devido ao estabelecimento da continuidade do tabuleiro sobre os pilares por intermédio das carlingas.

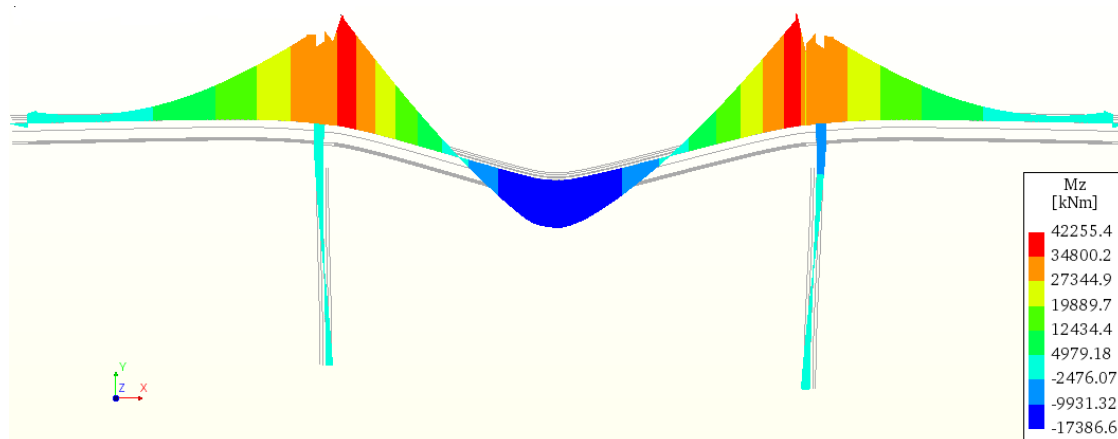


**Figura 4.21** – Diagrama de momento resultante da ação do pré-esforço + peso próprio da viga.



**Figura 4.22** - Diagrama de momento fletor resultante da ação do pré-esforço + peso próprio da viga + peso próprio das restantes cargas permanentes.

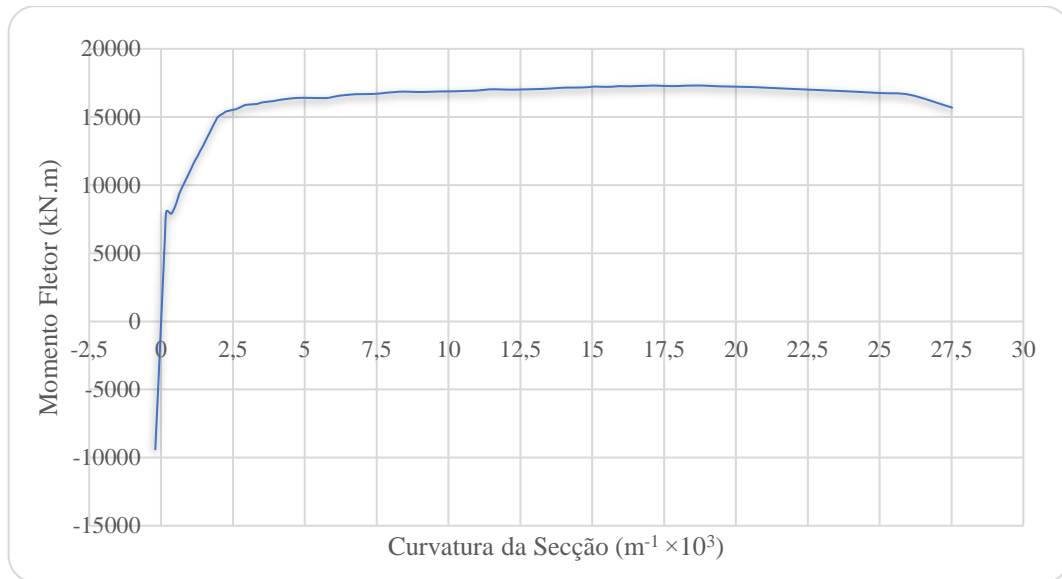




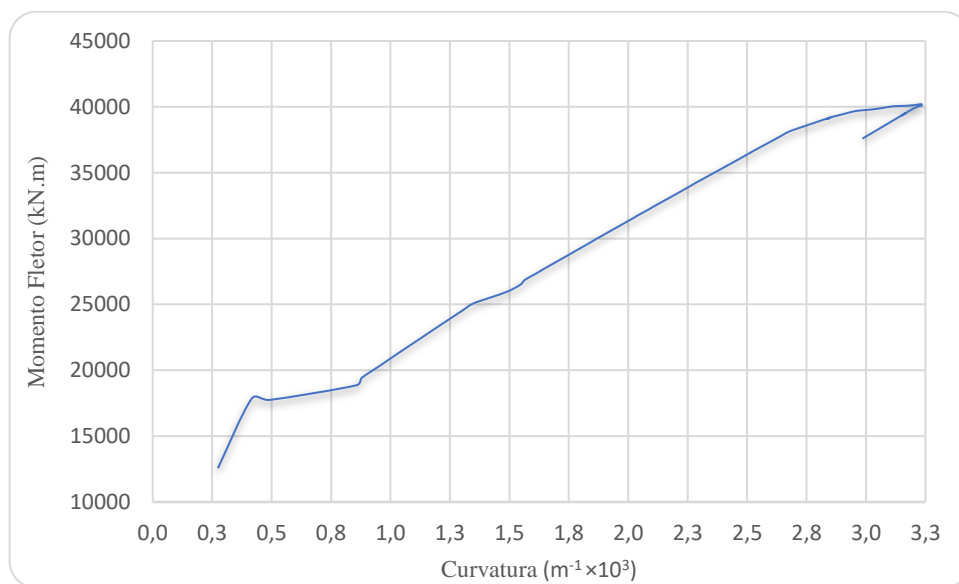
**Figura 4.23** - Diagrama de momento fletor resultante da ação do pré-esforço + peso próprio da viga + peso próprio das restantes cargas permanentes + sobrecarga máxima.

A descontinuidade do diagrama de momentos sobre o pilar deve-se ao facto do pré-esforço instalado atuar apenas nas vigas pré-fabricadas que compõem os vãos, e não nas secções que garantem a continuidade sobre os pilares. Pela mesma razão, o momento máximo negativo não se regista sobre o pilar, mas sim na secção de interface entre a carlinga e o tabuleiro.

Inicialmente considerou-se a hipótese de que o colapso da estrutura seria dado pela redução do seu grau de hiperstaticidade através da formação de 3 rótulas plásticas, mas após o traçado da variação do momento fletor para as secções críticas (onde se instalam os máximos momento positivos e negativos) segundo as curvaturas correspondentes (Figura 4.24 e Figura 4.25), pôde-se observar que apenas uma rótula plástica é formada antes do colapso da estrutura. Ainda da análise das Figura 4.24 e Figura 4.25 verifica-se respetivamente, que a capacidade resistente da secção a meio vão do vão intermédio é de  $17386.6 \text{ kNm}$  e que a capacidade resistente da secção de interface ronda os  $42255.4 \text{ kNm}$ , uma vez que, antes de acontecer a diminuição do momento instalado na mesma secção observa-se a ligeira formação de um patamar, o que leva a crer que este estava muito próximo do seu momento plástico quando a estrutura colapsou.



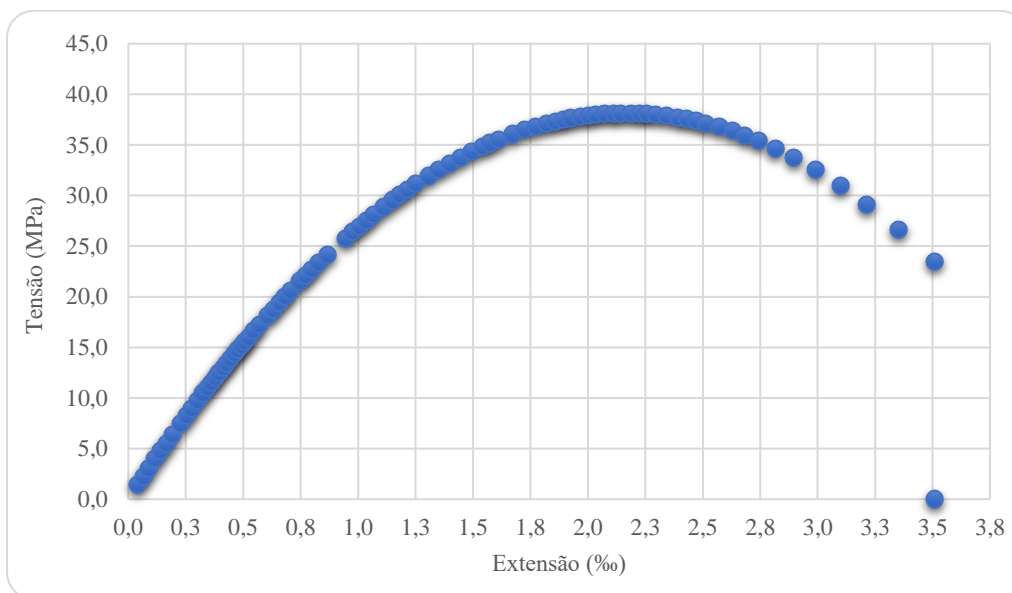
**Figura 4.24** - Variação do momento fletor segundo a correspondente curvatura, na secção a meio vão do vão intermédio.



**Figura 4.25** - Variação do momento fletor segundo a correspondente curvatura, na secção de interface do tabuleiro com a carlinga.

Com o objetivo de verificar se os resultados obtidos da análise efetuada se aproximam do esperado, foi calculada a capacidade resistente das secções do tabuleiro utilizando o bloco retangular de tensões com os valores médios das propriedades dos materiais utilizados na modelação. Os valores resistentes obtidos desse cálculo diferem dos valores registados da análise efetuada em menos de 1% de acordo com os pressupostos do cálculo efetuado. Com

base nos momentos resistentes foi determinado o fator de colapso da estrutura que difere do fator obtido da análise não linear efetuada em 2.5%. Consultar anexo B.



**Figura 4.26** – Variação tensão-extensão na fibra superior da secção crítica a meio vão do vão intermédio.

Visto que a estrutura não colapsou pela redução do seu grau de hiperestaticidade, da análise da Figura 4.26 podemos afirmar que a estrutura colapsou pelo esmagamento do betão na secção a meio vão do vão intermédio, pois este atinge a extensão última do betão previamente definida nos modelos constitutivos que seguem a EN NP 1992-1-2. Também, se verificou que as extensões instaladas nas armaduras estavam ainda longe da sua extensão última.

## 5. AVALIAÇÃO PROBABILÍSTICA

*“Life for none of us has been a crystal stair,  
but we must keep moving, we must keep going.  
If you can’t fly, run.  
If you can’t run, walk.  
If you can’t walk, crawl,  
but by all means, keep moving”  
Martin Luther King*

### 5.1. Introdução

O Capítulo 5 visa uma abordagem probabilística da segurança estrutural do caso de estudo apresentado e analisado ao longo do Capítulo 4, através do índice de fiabilidade considerando duas situações distintas, a estrutura intacta e a estrutura afetada por alguns dos erros identificados e avaliados através dos indicadores de risco, no Capítulo 3. A variação do índice de fiabilidade para os vários casos que serão aqui considerados será avaliado através de um indicador de robustez que irá quantificar o impacto de um determinado erro na fiabilidade da estrutura. Como tal, será aqui apresentada a análise de sensibilidade efetuada para identificar os parâmetros mais influentes, as distribuições probabilísticas das variáveis aleatórias consideradas, os procedimentos utilizados para obtenção da distribuição probabilística da resistência do viaduto e os diferentes erros, para os quais se pretende avaliar o seu impacto.

## 5.2. Análise probabilística da estrutura sem dano

A análise probabilística fundamenta-se nas variáveis aleatórias que constituem o modelo numérico. Como tal, é preciso definir os parâmetros estatísticos que definem tais variáveis. Nesta fase do trabalho, as variáveis aleatórias que definem o modelo numérico dividem-se em dois grupos, as propriedades mecânicas dos materiais, com maior representatividade nesta análise, e os parâmetros geométricos. Da consulta de algumas referências bibliográficas construiu-se a Tabela 5.1, apresentando-se assim os parâmetros estatísticos das variáveis aleatórias a serem utilizadas na análise de sensibilidade e seguidamente na análise probabilística. Os parâmetros estatísticos das variáveis aleatórias aqui apresentados (o Bias e o COV), estão diretamente ligados ao valor médio e ao desvio padrão das mesmas, respetivamente, pela razão entre o valor médio e o valor nominal e pela razão entre o desvio padrão e o valor médio.

**Tabela 5.1** – Variáveis aleatórias-base da análise probabilística.

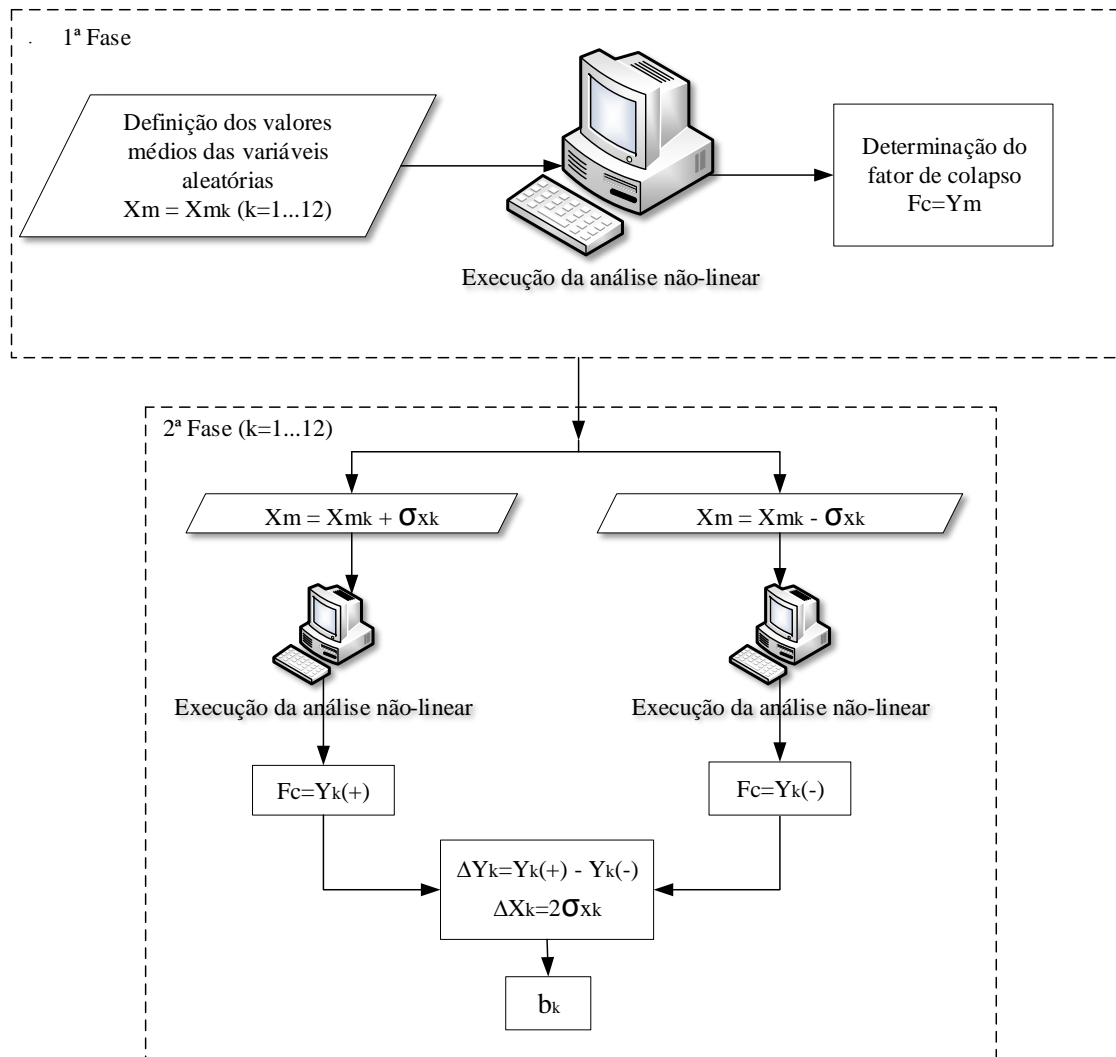
ID	Descritivo	Variáveis aleatórias	Notação	Valores Nominais	Bias	COV	Referência.
1	C30/37	Resistência à compressão	$f_{cm}$	30 MPa	1.27	12%	Wisniewski (2007)
2		Resistência à tração	$f_{ctm}$	2.0 MPa	1.45	20%	Eurocode (2002), Wisniewski (2007)
3		Módulo de elasticidade	$E_{cm}$	33 GPa	1.00	8%	Wisniewski (2007)
4		Espessura da laje do tabuleiro	$e$	25 cm	1,00	3,5%	Wisniewski (2007)
5	C45/55	Resistência à compressão	$f_{cm}$	45 MPa	1,18	9%	Wisniewski (2007)
6		Resistência à tração	$f_{ctm}$	2.62 MPa	1.45	20%	Eurocode (2002), Wisniewski (2007)
7		Módulo de elasticidade	$E_{cm}$	36 GPa	1.00	8%	Wisniewski (2007)
8	A500	Tensão última e de cedência	$f_{sy}$ e $f_p$	500 MPa	1.12	5.4%	JCSS (2001)
9		Área da armadura	$A$	--	--	2%	JCSS (2001)
10	A1670/1860	Tensão última e de cedência	$f_{sy}$ e $f_p$	1258 MPa	1.04	2.5%	JCSS, (2005), Wisniewski (2007)
11		Tensão de pré-esforço	$\sigma_p$	1087 MPa	1.00	1.5%	Wisniewski (2007)
12	C30/37 e C45/55	Peso próprio do betão	$\gamma_c$	25 kN/m <sup>3</sup>	1.03	8%	JCSS (2001) Wisniewski (2007)

### 5.2.1. Análise de sensibilidade

Tendo em conta a análise que posteriormente se pretende efetuar, e estando ciente dos custos computacionais desta análise, pretende-se identificar através de uma análise de sensibilidade quais os parâmetros com maior influência sobre a capacidade resistente do viaduto, apresentado no Capítulo 4. Para medir a influência da variação de cada parâmetro utiliza-se o fator de importância  $b_k$ , apresentado na equação (5.1), onde  $\Delta y_k$  representa a variação da resposta estrutural devido à variação de um parâmetro de entrada dado por  $\Delta x_k$  e onde  $y_m$  representa a resposta da estrutura quando as variáveis aleatórias assumem o valor médio  $x_m$  (Matos et al., 2016). O fator de importância  $b_k$  também depende do coeficiente de variação  $COV[\%]$  da variável aleatória em causa.

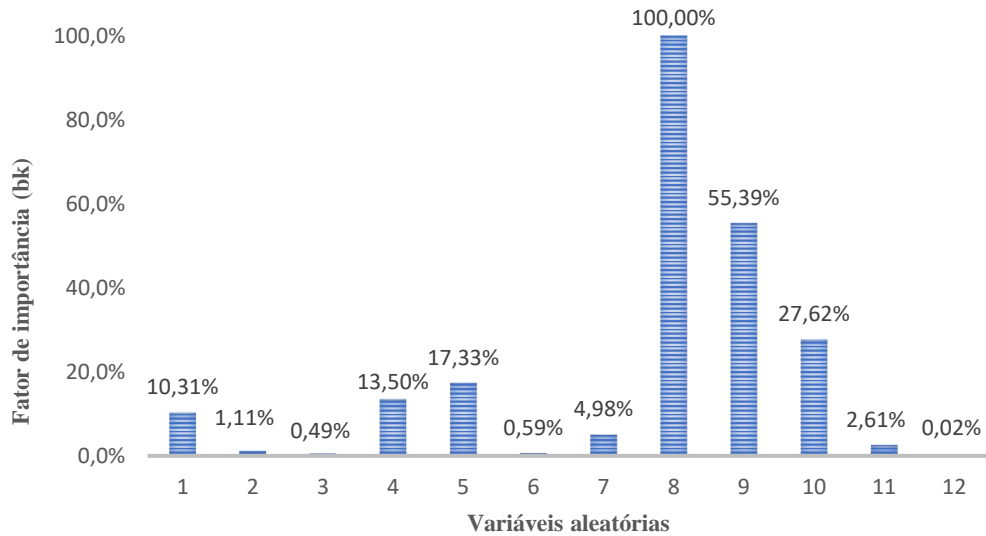
$$b_k = \sum_{i=1}^n \frac{|\Delta y_k|}{y_m} \bigg/ \frac{\Delta x_k}{x_m} \cdot COV[\%] \quad (5.1)$$

Na análise de sensibilidade efetuada, a resposta estrutural do viaduto foi avaliada utilizando o fator de carga máximo da estrutura, obtido através de uma análise não-linear, tal como apresentado no capítulo anterior. Nesta análise, os valores médios das variáveis aleatórias apresentadas na tabela anterior, foram aumentados e diminuídos de um desvio padrão. Ou seja, por cada variável aleatória, a resposta estrutural do modelo segundo o fator de carga máximo, foi determinada para uma variação positiva e negativa da variável aleatória em causa, permitindo assim determinar a variação do fator de carga máximo ( $\Delta y_k$ ) para a variação total ( $\Delta x_k$ ) de cada variável aleatória. Importa referir que para a determinação de cada fator de importância apenas a variável aleatória em causa é alterada, mantendo-se todas as outras variáveis com o seu valor médio.



**Figura 5.1** – Processo iterativo da análise de sensibilidade efetuada.

Na Figura 5.2, apresentam-se os fatores de importância normalizados de cada uma das variáveis aleatórias consideradas na análise. A normalização do fator de importância em relação ao maior fator de importância obtido permite assim uma mais fácil interpretação da influência de cada variável aleatória.



**Figura 5.2** – Fator de importância para cada uma das variáveis aleatórias consideradas.

Com o intuito de diminuir as variáveis aleatórias envolvidas na análise probabilística que se segue, estabeleceu-se um fator de importância limite com o valor de 10%, para o qual se considera que as variáveis aleatórias com um fator de importância superior têm uma influência elevada na resposta estrutural do viaduto. Desta forma as variáveis aleatórias com um fator de importância superior a 10% são consideradas como sendo indispensáveis para a avaliação probabilística, e as que têm um fator de importância inferior não serão consideradas na análise probabilística que se segue. As variáveis aleatórias com maior impacto na capacidade de carga máxima do viaduto são, desta forma: a resistência à compressão do betão, a espessura da laje do tabuleiro, as armaduras longitudinais do tabuleiro, a tensão de cedência da armadura ordinária e da armadura de pré-esforço. Contudo, a tensão de cedência das armaduras ordinárias revelou-se como a mais influente de todas as variáveis aleatórias estudadas.

### 5.2.2. Geração automática de valores das variáveis aleatórias

As variáveis aleatórias a serem consideradas na análise probabilística foram consideradas como sendo independentes. Desta forma, a matriz de covariância utilizada na geração dos valores automáticos é uma matriz diagonal ao qual corresponde uma matriz identidade de correlação. Para a geração automática dos valores das variáveis aleatórias recorreu-se a uma função do Matlab denominada de *lshnorm*, que a partir dum vetor que contém a média das variáveis aleatórias e duma matriz de covariância, permitiu gerar, para cada variável aleatória, um



determinado número de valores que seguem uma distribuição normal, segundo o método de amostragem estratificada e de redução de variância, designado por “hipercubo-latino”.

### 5.2.3. Número de iterações

De acordo com John Schuyler (1998), a definição do número de iterações necessárias para obtenção de resultados fiáveis segundo as simulações que seguem a amostragem de Monte Carlo deverá considerar o erro padrão da média estatística (S.E.M) para cada uma das variáveis aleatórias críticas, dada por:

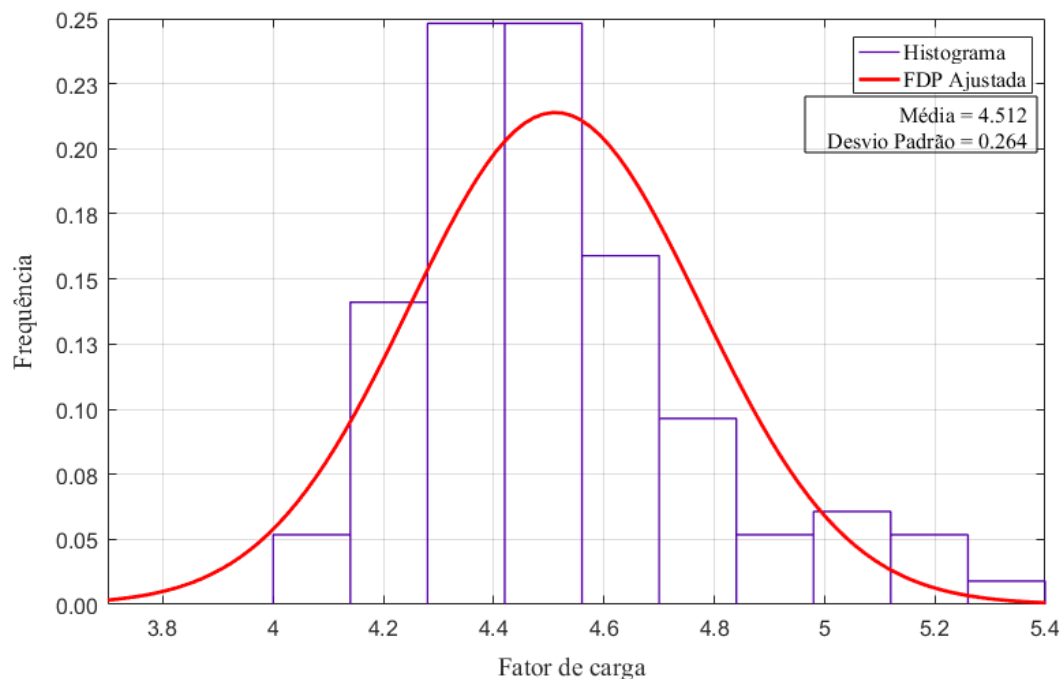
$$S.E.M = \frac{\frac{Média}{Desvio\ padrão}}{\sqrt{N^o\ de\ simulações}} \times 100 \leq 1\% \quad (5.2)$$

A consideração do método de amostragem por hipercubo latino permite uma enorme redução do erro padrão da média estatística, pois para variáveis aleatórias de distribuição normal são necessárias apenas 4% do número total de simulações necessárias segundo o Monte Carlo (John Schuyler, 1997). Neste sentido foi calculado o erro padrão da média estatística para cada uma das variáveis aleatórias e verificou-se que um total de 100 simulações segundo método de amostragem utilizada seria o suficiente.

### 5.2.4. Determinação da curva de resistência

Após a geração automática dos valores das variáveis aleatórias críticas, através de uma rotina desenvolvida em Matlab, e com base no primeiro modelo numérico criado no DIANA, foi gerado um grupo de ficheiros que descrevem um conjunto de 100 modelos numéricos onde as variáveis aleatórias críticas são combinadas de acordo com os valores apresentados no anexo C. Os conjuntos de ficheiros gerados, através de uma outra rotina de computação criada no Matlab, são importados pelo DIANA e são avaliadas através da análise não-linear descrita no capítulo anterior, de modo a obter-se o fator de carga máximo para cada um dos casos, permitindo assim a construção de uma curva de resistência representativa da variação do comportamento do modelo numérico segundo as incertezas associadas às variáveis aleatórias. Após a obtenção do fator de carga de cada um dos casos considerados, os mesmos são agrupados no histograma abaixo apresentado, permitindo assim que sejam avaliados

estatisticamente através de uma função de distribuição probabilística normal ajustada, onde o fator de colapso médio obtido é de 4.512 e o desvio padrão é de 0.264.



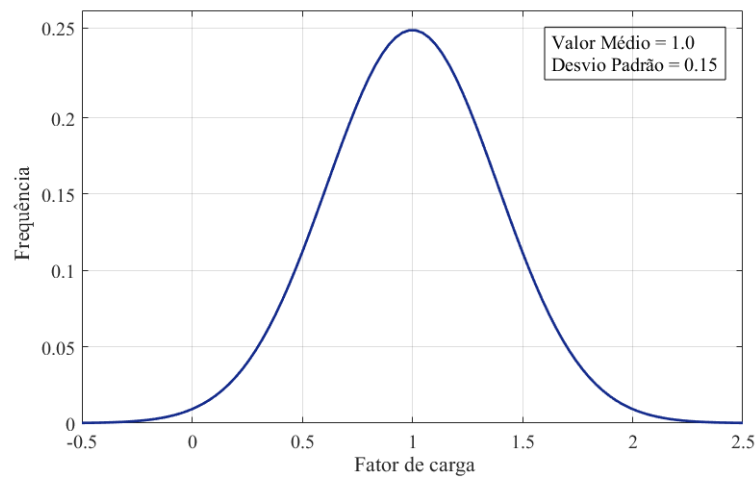
**Figura 5.3** – Curva probabilística de resistência do viaduto.

A determinação da curva de resistência pode ser efetuada de uma forma mais completa, através da consideração de modelos constitutivos que contenham informações fiáveis conseguidas através de testes destrutivos, não destrutivos e de monitorização (Sustainable Bridges, 2007).

### 5.2.5. Curva probabilística da sobrecarga

Após a determinação da curva de resistência, que segue uma distribuição probabilística normal, de modo a avaliar o índice de fiabilidade da estrutura, a mesma deve ser comparada com uma curva de distribuição normal que descreve o carregamento estrutural. Idealmente, esta curva deveria ter sido obtida através de um histograma que descreve o real carregamento, através da monitorização dos veículos que circulam sobre a estrutura. Nos casos em que este tipo de monitorização e informação não se encontra disponível uma curva padrão deve ser utilizada (Campos e Matos, 2013).

A curva de resistência determinada anteriormente está diretamente associada ao carregamento a que a estrutura está sujeita, uma vez que a mesma é resultado do fator de carga máximo relativo ao modelo de carga anteriormente apresentado. Assim sendo a curva de resistência é um multiplicador da curva probabilística que descreve a sobrecarga, onde o seu coeficiente de variação depende das variáveis aleatórias que influenciam a resistência. Seguindo esta linha de raciocínio, podemos então definir como unitário o valor médio da curva probabilística da sobrecarga. O coeficiente de variação associado é de 15%, coeficiente esse recomendado por alguns autores (Campos e Matos, 2013; Wisniewski, 2007). O modelo de carga apresentado para a avaliação da segurança do viaduto já inclui os coeficientes dinâmicos de amplificação, tal como indicado na EN 1991-2 (2003).



**Figura 5.4** – Curva probabilística da sobrecarga.

#### 5.2.6. Cálculo do índice de fiabilidade

Uma vez definidas as curvas probabilísticas de resistência e de sobrecarga, é possível calcular o índice de fiabilidade do viaduto considerando a função de estado limite linear,  $G = R - S$ . Sendo as duas curvas representadas por uma distribuição probabilística normal, e sendo estas consideradas como estatisticamente independente, podemos calcular o índice de fiabilidade do viaduto através da equação (5.3) apresentada na NP EN 1990, (2009) e por Nowak & Collins, (2000):

$$\beta = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} = \frac{4.512 - 1}{\sqrt{0.264^2 + 0.15^2}} = 11.57 \quad (5.3)$$

A determinação do índice de fiabilidade deu-se apenas pela formulação de Cornell (equação 5.3), uma vez que o objetivo deste trabalho não é a exploração da diferença entre os diferentes métodos de determinação do índice de fiabilidade, mas sim a sua variação para diferentes situações que seguidamente serão apresentadas.

### 5.2.7. Índice de fiabilidade alvo

Da comparação do índice de fiabilidade calculado com os índices de fiabilidade alvo apresentados na Tabela 5.2, podemos concluir que o viaduto se encontra num excelente estado de segurança, uma vez que o índice de fiabilidade calculado é superior a 9,0. Importa salvaguardar que a análise de fiabilidade efetuada é unicamente relativa a uma análise longitudinal à flexão. Considerando o facto de que todo o processo de avaliação se fundamenta no projeto estrutural do viaduto e que nenhum tipo de dano ou degradação foi introduzido no modelo numérico, era de se esperar que o mesmo apresente um índice de fiabilidade que indicasse um excelente estado de conservação. No entanto, acredita-se que o elevado valor aqui obtido, salvo possíveis erros de modelação, foi afetado por questões como a consideração da capacidade de redistribuição de esforços do sistema e da não linearidade dos materiais considerada na análise efetuada, contribuindo assim para a obtenção de um índice de fiabilidade superior 9,0.

**Tabela 5.2 – Índice de fiabilidade alvo (FIB, 2003).**

<i>Estado de Segurança</i>	5	4	3	2	1
Índice de Fiabilidade	$\beta \geq 9,0$	$9,0 > \beta > 8,0$	$8,0 > \beta > 6,0$	$6,0 > \beta > 4,6$	$\beta > 4,6$
Classificação	Excelente	Muito Bom	Bom	Suficiente	Inaceitável

### 5.3. Análise de robustez da estrutura aos danos

Após o cálculo do índice de fiabilidade da estrutura intacta, pretende-se agora avaliar a sua maior ou menor capacidade de absorver os danos provocados pelos erros provenientes do processo construtivo (EC) e da análise estrutural e dimensionamento (EP) do caso de estudo, por intermédio de um indicador de robustez, que resulta da relação entre a variação do índice de fiabilidade com a variação da magnitude do erro. Importa realçar que no âmbito deste trabalho um dano será definido como um efeito do erro.

#### 5.3.1. Avaliação dos cenários de erros humanos

O conjunto dos erros que serão aqui considerados para a análise de robustez do caso de estudo, são provenientes do trabalho desenvolvido ao longo do Capítulo 3, que no universo dos erros identificados foram selecionados de acordo com os seguintes critérios: (i) facilidade de modelação; (ii) adaptabilidade do erro ao caso de estudo; e (iii) indicadores de risco associados a cada um dos erros.

**Tabela 5.3** – Erros considerados na análise de robustez do caso de estudo.

<b>Danos</b>	<b>Erros relativos aos danos</b>	<b>Tipo de erro</b>
1	Erro na quantificação das cargas permanentes	EP
2	Erro na definição da área da secção de armadura	EP
3	Erro na definição da interação solo-estrutura (condições de apoio e assentamentos diferenciais)	EP
4	Erro na aplicação da tensão de pré-esforço	EC
5	Erro na especificação da composição do betão encomendado, dando origem a um betão de baixa qualidade	EC

A avaliação dos cenários dos erros será efetuada deterministicamente, aumentando gradualmente a magnitude do erro, permitindo assim obter uma perceção mais alargada do impacto do erro com a sua variação. Esta abordagem, já apresentada por alguns autores como Nowak & Collins, (2000) é definida como sendo uma análise de sensibilidade que permite avaliar numericamente a maior ou menor capacidade da estrutura em resistir ao erro. Este tipo

de análise faz sentido na medida em que o impacto de um determinado erro pode não ser linear, e assumi-lo como tal, poderá levar a falsas conclusões. Ou seja, um erro para uma determinada variação percentual pode aparentar ser menos impactante, todavia para maiores variações percentuais pode se concluir o contrário. Neste sentido, e como se pretende avaliar o impacto global de um determinado erro, optou-se por uma apreciação que permitisse uma variação gradual, entre 0 e 100%. A variação percentual de um determinado erro tem sempre um valor absoluto como referência, de maneira que é preciso defini-lo. A determinação desses valores pode ser bastante complexa, uma vez que a mesma é de caráter bastante subjetiva e dependente da dimensão do caso em estudo. Outra questão na definição desses valores é a sua evolução no tempo, isto é, pode não fazer sentido a consideração de uma determinada magnitude do erro no início de vida de uma estrutura, porém a magnitude do erro associada à degradação da estrutura no tempo pode justificar valores de outra ordem de grandeza. A generalidade dos erros não é independente da escala, do referencial e do contexto, e neste sentido, o referencial utilizado para enquadrar a sua magnitude baseia-se nos próprios valores de referência do caso de estudo. O mesmo tipo de erro pode tomar uma infinidade de formas, com mais ou menos expressão, dependendo das causas que estiverem na sua origem. Uma abordagem mais objetiva seria a consideração de uma magnitude específica para um determinado erro, o que faria sentido se a sua existência fosse detetada com uma magnitude já conhecida. Como este não é o caso da situação do presente trabalho, do contacto com especialistas da área aconselhou-se a consideração de valores nas ordens de grandezas que definem o caso em estudo.

Tendo em conta a natureza probabilística de alguns parâmetros que estão diretamente ligados aos danos que aqui serão avaliados, importa referir que o verdadeiro impacto do erro deverá ser avaliado para além do raio de ação da sua distribuição probabilística. Como por exemplo, o cálculo do índice de fiabilidade da estrutura considera uma variação da sobrecarga em 15%, desta forma, qualquer valor inferior da variação da sobrecarga não deverá ser considerado como sendo um erro, uma vez que esta possibilidade está salvaguarda pela sua distribuição probabilística.

### 5.3.2. Modelação dos danos

Tal como referido anteriormente, a avaliação do impacto do erro será efetuada deterministicamente, segundo os valores da Tabela 5.4, através da consideração de alguns danos, que neste contexto aparecem como efeito dos erros apresentados anteriormente. A magnitude dos erros que se apresenta na Tabela 5.4, são os valores absolutos correspondentes aos valores relativos (percentuais) apresentados na Figura 5.5, Figura 5.6 e Figura 5.7. Com base nesses valores será efetuada a modelação dos danos para avaliação da robustez da estrutura.

**Tabela 5.4** – Parâmetros utilizados na modelação dos danos e respetivas magnitudes.

Danos	Parâmetros	Magnitude do erro			
<b>Dano 1</b>	$G_{k1} = 98.97 \text{ kN/m}$	1,15 $G_k$	1,45 $G_k$	1,75 $G_k$	2,00 $G_k$
	$G_{k2} = 56.16 \text{ kN/m}$				
<b>Dano 2</b>	$A_{s1, \text{sup}} = 54.3 \text{ cm}^2$	0,85 $A_s$	0,55 $A_s$	0,25 $A_s$	0,0 $A_s$
	$A_{s1, \text{inf}} = 49.8 \text{ cm}^2$				
	$A_{s2, \text{sup}} = 142.7 \text{ cm}^2$				
	$A_{s2, \text{inf}} = 138.2 \text{ cm}^2$				
<b>Dano 3</b>	$\delta_s$	5 cm	10 cm	15 cm	20 cm
<b>Dano 4</b>	$\sigma_{p1} = 1046.25 \text{ MPa}$	0,85 $\sigma_p$	0,55 $\sigma_p$	0,25 $\sigma_p$	0,0 $\sigma_p$
	$\sigma_{p2} = 1087.05 \text{ MPa}$				
<b>Dano 5</b>	$f_{cm, C30/37} = 38 \text{ MPa}$	0,85 $f_{cm}$	0,55 $f_{cm}$	0,3 $f_{cm}$	0,2 $f_{cm}$
	$f_{cm, C45/55} = 53 \text{ MPa}$				
<b>Múltiplos Danos</b>	$G_{k1}$ e $G_{k2}$	1,15 $G_k$	1,45 $G_k$	1,55 $G_k$	
	$\delta_s$	5 cm	10 cm	11 cm	
	$f_{cm, C45/55}$ e $f_{cm, C30/37}$	0,85 $f_{cm}$	0,55 $f_{cm}$	0,45 $f_{cm}$	

Tal como referido no Capítulo 4, a aplicação da carga permanente é efetuada em duas fases. Neste sentido, para a modelação do erro na quantificação das cargas permanentes (Dano 1-EP), efetuou-se o aumento da carga permanente, que irá simular o dano, na mesma percentagem para as duas fases ( $G_{k1}$  e  $G_{k2}$ ). Todavia, importa referir que um erro na quantificação da carga permanente durante a primeira fase teria um maior impacto na redução do fator de carga máximo da estrutura, do que um erro na quantificação da mesma carga para a segunda fase, uma vez que o sistema estático da fase 1 leva a que os esforços gerados sejam maioritariamente absorvidos pela secção a meio vão, que por sua vez é a secção crítica.

Na modelação do erro na definição da área da secção de armadura (Dano 2 – EP) efetuou-se a diminuição da área da secção das armaduras superior e inferior da laje do tabuleiro, em detrimento da armadura das vigas pré-fabricadas. Isto porque esta é concebida num ambiente mais controlado, levando a que a probabilidade do erro seja menor quando comparada com a colocação da armadura em obra. No entanto, fica a nota de que a redução da armadura das vigas pré-fabricadas teria um maior impacto na redução do fator de carga máximo da estrutura, uma vez que a redução das armaduras de tração levaria à redução da capacidade de equilíbrio de forças da secção crítica, sendo que a mesma não dispõe de um outro mecanismo de equilíbrio. No caso da redução das armaduras de compressão (armadura da laje do tabuleiro), e ao contrário da situação anterior, a secção dispõe de um segundo mecanismo para equilibrar as forças de compressão através do aumento da profundidade do eixo neutro. Ou seja, a redução da área da armadura de compressão será compensada pelo aumento da profundidade do eixo neutro. A redução da área da armadura é efetuada em duas secções, a secção a meio vão do vão intermédio e na secção sobre o pilar.

A modelação do erro na definição da interação solo-estrutura (Dano 3 – EP), passa pela consideração de um assentamento diferencial de um dos pilares, que vai aumentando gradualmente de acordo com a aplicação da carga permanente, imputando sobre a secção do outro pilar um aumento do momento negativo, e sobre a secção do mesmo pilar o aumento de momento fletor positivo. A não referência ao pilar específico onde ocorre o assentamento, deve-se à simetria da estrutura, e como tal, os efeitos do assentamento diferencial quer de um pilar, quer do outro, são simétricos.

Para a modelação do erro na aplicação da tensão de pré-esforço (Dano 4 – EC), considerou-se a diminuição da tensão de pré-esforço aplicada aos cabos de pré-esforço. Importa aqui realçar que não foi efetuada a redução da área armadura do pré-esforço, o que geralmente acontece quando a mesma é atacada pela corrosão. Neste contexto mantém-se a área da armadura de pré-esforço e efetua-se apenas a redução da tensão aplicada aos cabos, o que explica o baixo impacto na redução do fator de carga máximo que se pode observar da análise da Figura 5.6.

Para a modelação do erro na especificação da composição do betão encomendado (Dano 5 – EC) efetuou-se a alteração do modelo constitutivo, representativo do comportamento e da relação tensão-extensão do betão, através da redução do valor médio da sua tensão máxima de



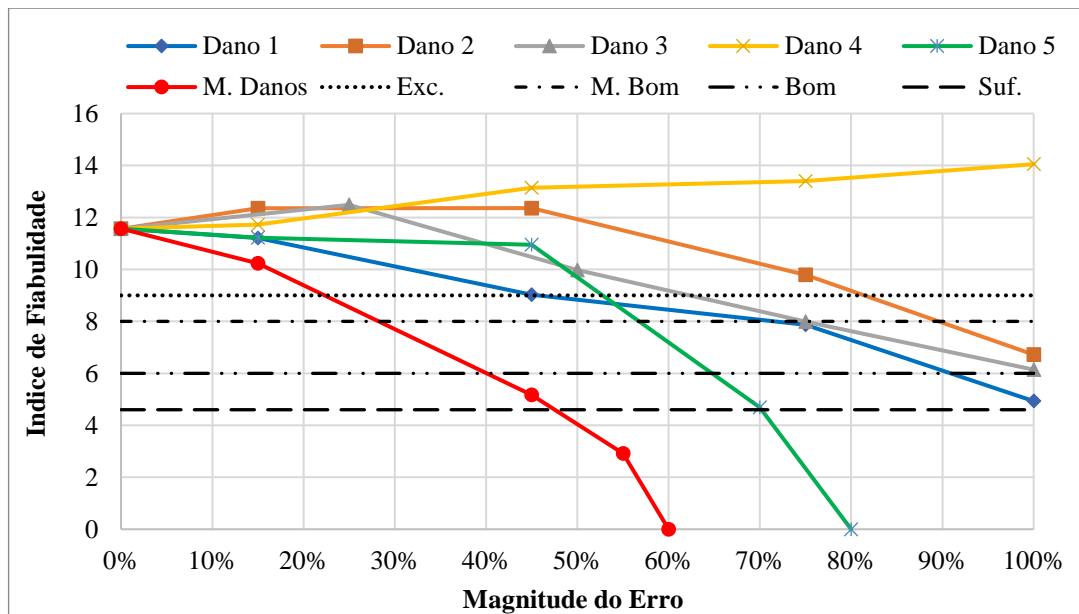
compressão. Essa redução é efetuada tanto para o betão da classe C30/37 da laje do tabuleiro, como para o betão da classe C45/55 das vigas pré-fabricadas.

Da avaliação isolada de alguns danos (Figura 5.5), os mesmos podem aparentar ser pouco influentes na variação do índice de fiabilidade da estrutura, quando tomamos como referência os valores mínimos do estado de segurança da Tabela 5.2. Aqui é importante realçar que nos casos em que as consequências sejam de maior relevância, existe geralmente um conjunto de erros que estiveram na origem do acontecimento, conjunto esse que está associado à degradação da estrutura no tempo. Neste sentido, propôs-se uma sexta avaliação da fiabilidade da estrutura considerando múltiplos danos dos erros que apresentaram um menor indicador de robustez (Dano 1 + Dano 3 + Dano 5), segundo o indicador de Cavaco (2013), ou seja, um maior impacto na alteração da capacidade de carga da estrutura. A avaliação do impacto dos múltiplos danos será efetuada para 3 magnitudes, variando entre 0% e 55%, uma vez que para valores superiores, a estrutura colapsa antes do fator de carga atingir o seu valor unitário.

### **5.3.3. Avaliação da variação do índice de fiabilidade**

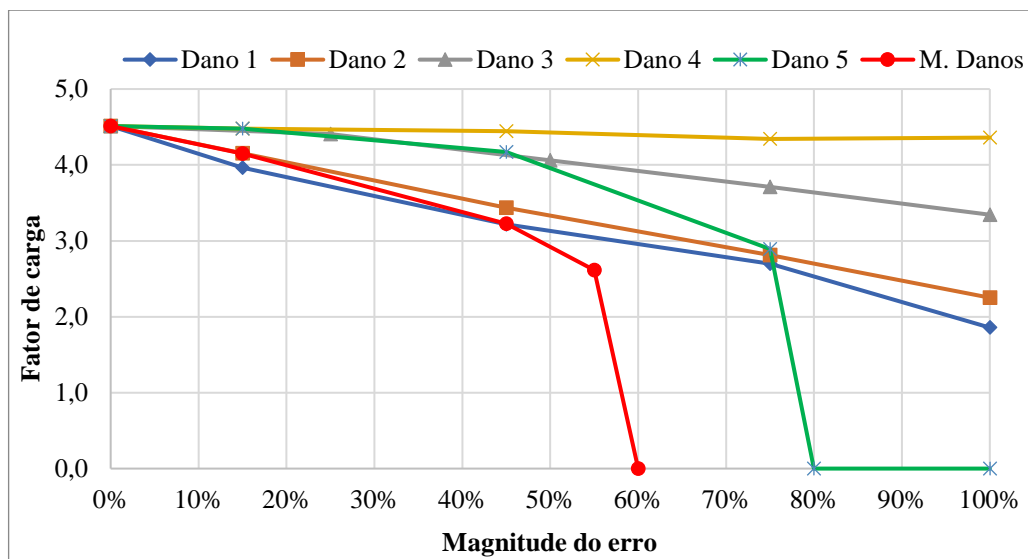
A análise de sensibilidade proposta anteriormente irá possibilitar a identificação do erro ou dos erros com maior ou menor impacto na redução do fator de carga (indicador de performance) e no desvio padrão (certeza na previsão do comportamento da estrutura), que consequentemente irá traduzir-se numa maior ou menor diminuição do índice de fiabilidade que será avaliada posteriormente por um indicador de robustez.

O resultado da quantificação numérica das questões que acima se colocam, apresenta-se por intermédio dos gráficos que se seguem, onde se expõem para cada um dos danos as correspondentes variações do índice de fiabilidade, do fator de carga e do desvio padrão. Efetua-se também o enquadramento da variação do índice de fiabilidade relativamente aos índices de fiabilidade alvo, de modo a identificar a alteração do estado de segurança da estrutura com o aumento dos erros. Em correspondência à Tabela 5.4 apresentada na secção anterior, existem outras três tabelas no anexo C, onde são apresentados os resultados das análises efetuadas que foram utilizados para a construção dos gráficos. O cálculo dos índices de fiabilidade aqui apresentados, baseia-se no mesmo procedimento exposto anteriormente para o cálculo da fiabilidade da estrutura intacta.

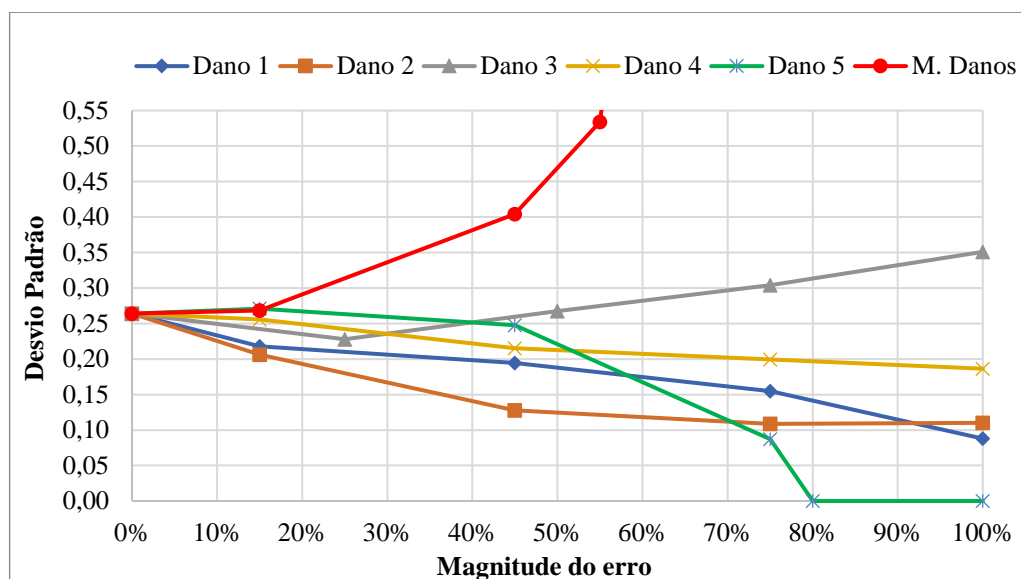


**Figura 5.5** - Variação do índice de fiabilidade com o erro.

A diminuição do fator de carga com o aumento do erro já era uma questão esclarecida, se o erro for prejudicial para a estrutura em causa. No entanto, a diminuição do índice de fiabilidade com o aumento do erro não é uma situação genérica, sendo que da observação do gráfico acima representado podemos reconhecer situações em que existe um aumento do índice de fiabilidade. O índice de fiabilidade depende de dois parâmetros, um dos quais é diretamente proporcional, e outro do qual é inversamente proporcional, isto é, o fator de carga médio e o desvio padrão do fator de carga, respetivamente. Como tal, a variação desses parâmetros com o erro é também representada na Figura 5.6 e Figura 5.7.



**Figura 5.6** - Variação do valor médio do fator de carga com o erro.



**Figura 5.7** - Variação do desvio padrão do fator de carga com o erro.

Da observação da Figura 5.5, podemos verificar que para os Danos 2 e 3 existe um ligeiro aumento do índice de fiabilidade para as menores percentagens de erro utilizadas. Sabendo que o índice de fiabilidade define o estado de segurança da estrutura, intuitivamente podemos ser levados a concluir que existe um aumento da capacidade de carga da estrutura. No entanto, tal não acontece, pois, apesar de existir um ligeiro aumento do índice de fiabilidade, existe para ambos os casos uma redução do fator de carga máximo. O aumento do índice de fiabilidade deve-se então a um mais acentuado decréscimo do desvio padrão, quando comparado com a

diminuição do fator de carga médio. Ou seja, a diminuição da capacidade de carga máxima é compensada pelo aumento da certeza do comportamento da estrutura perante as incertezas associadas às variáveis aleatórias em causa. Para as situações colocadas neste parágrafo, depois do ligeiro aumento do índice de fiabilidade existe um decréscimo acentuado, pois a perda da capacidade de carga deixa de ser compensada pela diminuição do desvio padrão.

Relativamente ao Dano 4, que representa a diminuição da tensão aplicada no cabo de pré-esforço, existe um aumento do índice de fiabilidade em toda a sua variação. A influência deste dano na capacidade de carga máxima da estrutura é mínima representando em toda a sua extensão uma perda de 3.5%. A ligeira perda de resistência registada, deve-se ao facto do estado de flexão composta, produzido pela ação de pré-esforço, gerar pequenas tensões de tração na face da secção crítica que irá romper por esmagamento do betão. Nessas condições, a mínima perda de resistência é compensada pela diminuição do coeficiente de variação da distribuição probabilística relativa aos inúmeros fatores de carga calculados. Ao contrário da situação anterior, neste caso, o crescimento é contínuo. A perda da tensão de pré-esforço apesar de se ter demonstrado favorável ao estado de segurança da estrutura (tendo em conta o ELU), esta põe em causa o seu estado limite de descompressão, levando a uma maior abertura de fendas, uma vez que a estrutura passa a estar sujeita a maiores tensões de tração. Consequentemente, a estrutura estará sujeita a uma aceleração do seu processo de degradação. O índice de fiabilidade associado ao ELU não deve ser então encarado como um indicador absoluto, pois é de extrema importância a avaliação do impacto dos erros nos outros estados limites que caracterizam o comportamento da estrutura, associado à sua degradação no tempo.

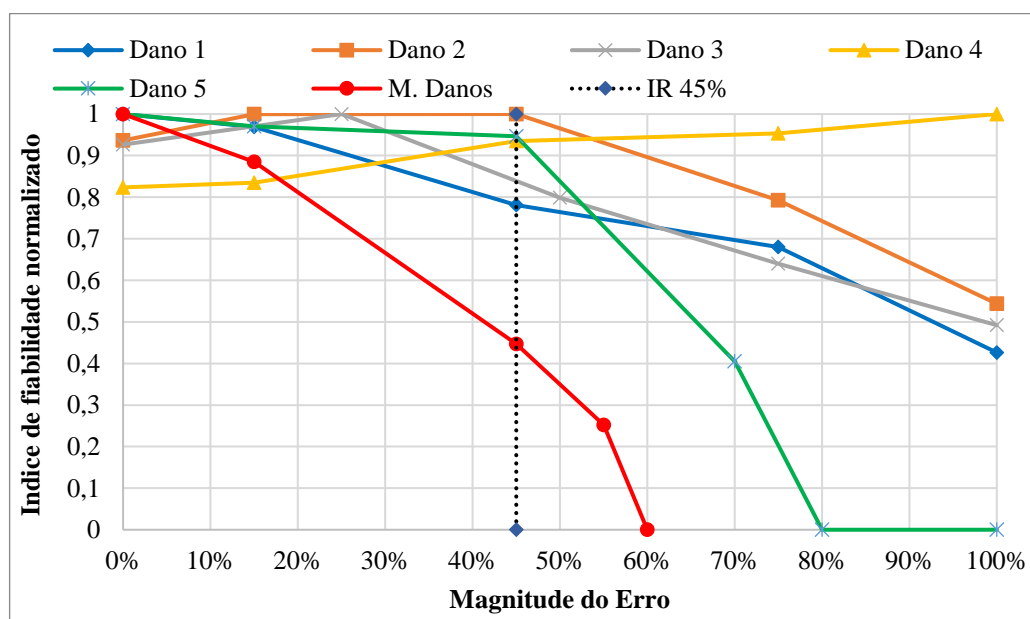
A variação do índice de fiabilidade para o Dano 5 apresentou um comportamento pouco linear, sendo que para variações inferiores a 45% aparenta ter um baixo impacto no estado de segurança da estrutura. Contudo, para variações superiores a 45% aparece como um dos danos com maior impacto no seu estado de segurança. Neste sentido, demonstra-se aqui a importância da análise de sensibilidade proposta, uma vez que nesta situação uma avaliação pontual poderia levar a conclusões ilusórias.

A análise de fiabilidade considerando múltiplos danos, vem demonstrar como a sua sobreposição pode afetar o estado de segurança da estrutura para pequenas percentagens do erro. Aqui considera-se a ação conjunta de três erros, sendo de notar que a acumulação dos seus efeitos é de alguma expressão. Neste sentido é muito importante a avaliação da acumulação de

erros que podem aparecer com reduzidas magnitudes, pois os seus efeitos acumulados podem ser inesperados. Contudo importa acrescentar que o aparecimento conjunto dos três erros é de menor probabilidade de ocorrência.

#### 5.3.4. Avaliação do indicador de robustez

A determinação do indicador de robustez decorre da normalização dos índices de fiabilidade relativo a cada percentagem de erro, em relação ao maior índice de fiabilidade associado ao dano em causa, de modo a se poder determinar o indicador de robustez de Cavaco (2013). Este indicador foi escolhido na medida em que permite calcular a influência global do erro na estrutura, através do cálculo da área das curvas do gráfico da Figura 5.8 (como apresentado na secção 2.5.4), enquanto os outros métodos efetuam essa avaliação pontualmente.



**Figura 5.8** – Variação do indicador de robustez com o erro.

Da observação dos gráficos anteriores pode-se observar facilmente qual dos erros tem maior ou menor expressão na redução do estado de segurança da estrutura. Porém, com o cálculo do indicador de robustez essa maior ou menor expressão fica quantificada, podendo ser limitada a diferentes magnitudes do erro, como por exemplo, a 45% ou a 100% do erro. Deste modo, é possível obter a variação do impacto dos danos na robustez da estrutura para diferentes magnitudes do erro. Os valores representativos da área de cada uma das curvas do gráfico da Figura 5.8 são calculados a partir das equações 5.4 e 5.5 e apresentados na Tabela 5.5.

$$I_R^{100\%} = \int_{0\%}^{100\%} f(x) dx \quad (5.4)$$

$$I_R^{45\%} = \int_{0\%}^{45\%} f(x) dx \quad (5.5)$$

Em que:  $f(x)$  representa a função que descreve o gráfico da variação do índice de fiabilidade normalizado do dano em causa. Nota-se que o indicador de robustez é uma unidade de medida relativa, como tal, a mesma é sempre relativa à maior magnitude do dano em causa e ao maior valor do índice de fiabilidade normalizado. Consultar exemplo de cálculo no anexo C.

**Tabela 5.5** – Indicador de robustez de Cavaco.

	$I_R^{100\%}$	<b>Rk 100%</b>	$I_R^{45\%}$	<b>Rk 45%</b>
<b>Dano 1</b>	76,7%	2	91.1%	1
<b>Dano 2</b>	88,1%	4	98.9%	5
<b>Dano 3</b>	78,7%	3	93.1%	3
<b>Dano 4</b>	91,7%	5	92.6%	2
<b>Dano 5</b>	62,4%	1	96.7%	4
<b>Múltiplos Danos</b>	38.2%		75.7%	

De entre todos os danos aqui apresentados a diminuição da capacidade resistente do betão apresenta-se como sendo a de maiores consequências, para uma avaliação que considera 100% da magnitude do erro. No entanto, para o cálculo da robustez limitada a 45% da magnitude do erro, esta aparece como uma das menos influentes. Na avaliação da robustez estrutural, relativamente ao erro na quantificação das cargas permanentes (Dano 1 –EP), limitada tanto a 45% como a 100% da magnitude do erro, esta aparece como sendo uma das mais influentes. Tal como já tinha sido referido anteriormente, a magnitude do erro é de extrema importância, contudo a sua quantificação é de alguma complexidade.

Na Tabela 5.5 pode-se observar a alteração dos cenários de impacto dos erros com o aumento da magnitude do erro através da coluna  $R_k$  (*Ranking*), que identifica os danos de acordo com o seu impacto na robustez da estrutura. Neste sentido, o número 1 encontra-se associado ao dano com maior impacto na robustez da estrutura, enquanto o número 5 corresponde ao dano com menor impacto na sua robustez, de acordo com a avaliação de robustez apresentada, uma a 45% e outra 100% da magnitude do erro.

## 5.4. Conclusões

A análise de fiabilidade de uma estrutura associada ao erro humano, não deve ser vista como uma anomalia isolada, mas sim como parte integrante de todo um processo de construção, projeto e operação. De acordo com as atuais normas, devem ser tidas em consideração questões como as incertezas associadas aos parâmetros geométricos e de resistência do material, assim como questões associadas à maior ou menor capacidade de resistência à degradação da estrutura no tempo. O impacto do erro humano deve ser então medido em três vertentes: (i) o seu impacto isolado no estado de condição inicial da estrutura; (ii) o seu impacto associado à acumulação de outros danos; e (iii) o seu impacto associado à degradação da estrutura, ou como parte integrante da aceleração do processo de degradação. Porém, verifica-se que toda a avaliação é extremamente dependente da magnitude do erro em causa.

A análise de sensibilidade efetuada permite analisar facilmente o impacto dos mecanismos de degradação, tais como a corrosão das armaduras, a carbonatação do betão, a alteração da sobrecarga no tempo (em equivalência ao erro associada à carga permanente), assim como o aparecimento de futuros assentamentos que possam vir a ocorrer devido à consolidação do solo. Os resultados aqui apresentados, associados aos modelos de degradação, possibilitarão também uma estimativa menos objetiva do tempo de vida da estrutura. Definindo, por exemplo, qual seria a diminuição da resistência do betão ou a redução da área da armadura dentro de um determinado período, e correspondendo essa redução às variações percentuais apresentadas, pode-se estimar a diminuição da fiabilidade da estrutura no tempo.

Na avaliação do impacto do erro através de uma análise não linear é importante ter atenção à alteração do modo de rotura da estrutura e à alteração do problema numérico, pois estes podem levar a problemas de convergência do modelo, induzindo assim à obtenção de fatores de carga médio e desvios padrão que não sejam representativos do comportamento real do viaduto. Nesse sentido a determinação do índice de fiabilidade associado a cada um dos erros acaba por ser um processo demorado e complexo, com elevados custos computacionais, onde os parâmetros que descrevem o carregamento estrutural da análise não linear devem estar em constante atualização.

A variação do desvio padrão com o erro é um parâmetro de extrema importância que deve ser sempre quantificado, de modo a enquadrar as incertezas associadas ao comportamento estrutural, pois a diminuição do fator de carga não significa necessariamente a redução do índice de fiabilidade da estrutura.





## 6. CONCLUSÕES E TRABALHOS FUTUROS

*Out of the night that covers me,  
Black as the pit from pole to pole,  
I thank whatever gods may be  
For my unconquerable soul.*

*Beyond this place of wrath and tears  
Looms but the Horror of the shade,  
And yet the menace of the years  
Finds and shall find me unafraid.*

*In the fell clutch of circumstance  
I have not winced nor cried aloud.  
Under the bludgeonings of chance  
My head is bloody but unbowed.*

*It matters not how strait the gate,  
How charged with punishments the scroll,  
I am the master of my fate,  
I am the captain of my soul.*  
“William Ernest Henley”

### 6.1. Síntese do trabalho

A análise de fiabilidade de um sistema estrutural perante os erros humanos é uma ferramenta importantíssima que permite quantificar o risco associado às falhas humanas no sistema. É um tema desafiante que ainda se encontra num estado de pouca maturação, mas que futuramente trará grandes benefícios para o aumento da qualidade e segurança das pontes, se devidamente desenvolvido. Benefícios esses que permitirão diminuir os casos de colapso registados, aumentando consequentemente a segurança das mesmas e diminuindo as perdas económicas associadas. O presente subcapítulo destina-se à apresentação das considerações finais, dos objetivos alcançados e o mapeamento dos problemas identificados.

### **6.1.1. Mapeamento dos objetivos alcançados**

O desenvolvimento desta dissertação levou à identificação de um conjunto de referências que permitem investigar um conjunto extenso de colapsos de diversos tipos de pontes, possibilitando assim a caracterização das mesmas e a consolidação de algum conhecimento. A relação de proximidade estabelecida com as empresas permitiu a identificação, descrição e seriação de vários tipos de erros de projeto e construção que foram apresentados como sendo de alguma relevância quando se refere à análise do risco dos erros humanos nas estruturas. A análise do risco efetuada permitiu ainda avaliar qualitativamente os erros humanos, classificando-os em 5 níveis de risco, assim como o método analítico hierárquico permitiu a quantificação do consenso existente entre os engenheiros quanto aos indicadores de risco utilizados para a classificação dos erros de projeto e construção.

A modelação numérica do caso de estudo e a consideração do processo construtivo na análise efetuada permitiu a determinação do seu fator de colapso e do modo de rotura do mesmo, relativamente ao estado limite último de resistência, através da realização de uma análise numérica não-linear referente aos modelos de carga da EN 1992-2 (2006). Após a avaliação determinística efetuada seguiu-se a avaliação probabilística do caso de estudo, permitindo a classificação da sua segurança através da comparação do seu índice de fiabilidade com o índice de fiabilidade alvo apresentado pela FIB (2003). A determinação do impacto de alguns erros de projeto e construção na robustez do caso de estudo, como um dos principais objetivos deste trabalho, é realizada com base na quantificação da variação do índice de fiabilidade da estrutura perante a inserção de danos na estrutura que aparecem como efeito dos erros identificados durante o trabalho de identificação das mesmas junto de especialistas. Da análise de robustez efetuada, identificou-se o erro com maior impacto na robustez da estrutura e a importância da quantificação da magnitude dos erros assim como a consideração da degradação da estrutura no tempo.

Tendo em conta os objetivos alcançados frente às metodologias aplicadas foi possível desenvolver uma ferramenta de análise da fiabilidade humana (HRA) relativa a sistemas estruturais que permite quantificar o impacto do erro humano segundo indicadores de robustez e risco. Todas as etapas da HRA aplicada podem ser analisadas no organograma apresentado na Figura 1.2 do capítulo 1.

### **6.1.2. Mapeamento dos problemas**

Foi identificado um conjunto de problemas ao longo do desenvolvimento deste trabalho, tais como:

- Alguma dificuldade na classificação dos erros devido à relatividade e variabilidade das suas consequências e probabilidade de ocorrência para diferentes situações;
- Elevada complexidade na quantificação da magnitude dos erros e na determinação de valores de referência;
- Identificação de uma matriz de risco própria para a avaliação do risco em projeto, uma vez que a matriz de risco utilizada é proveniente do setor da construção (fronteiras da região ALARP);
- Limitação do modelo numérico relativamente à consideração de determinados tipos de danos provenientes de alguns erros;
- Enorme esforço computacional necessário para a realização da análise probabilística do modelo numérico criado, mesmo sendo um modelo 2D de elementos de barra;
- Alteração do problema numérico com a introdução de danos levando a problemas de convergência tornando necessário a adaptação do descritivo da análise numérica não-linear a ser efetuada;
- Inexistência de valores de referência relativos a robustez estrutural de pontes.

### **6.1.3. Considerações finais**

Os erros ligados aos cimbres e à geotecnia acabam por aparecer com alguma representatividade na gama dos erros que representam um maior risco para as estruturas. Os erros humanos associados às infraestruturas e às mesoestruturas (conjunto de elementos estruturais (ex: pilares), responsáveis pela transferência dos esforços da superestrutura (ex: laje do tabuleiro) para a infraestrutura (ex: fundações)) são as componentes estruturais às quais estão associadas as maiores consequências de colapso. Como tal, a análise de fiabilidade associada aos erros humanos e aos eventos extremos, considerando essas componentes, é de algum interesse. Nota-se que as análises efetuadas são relativas à superestrutura.

Nas situações em que a acumulação de alguns erros não chega a levar a estrutura ao seu colapso, importa avaliar o seu impacto no ciclo de vida do viaduto, pois um colapso prematuro da estrutura devido aos erros de projeto e construção, fora do raio de ação das análises de degradação de uma estrutura, é também uma das grandes repercussões dos erros humanos no colapso das estruturas. A própria redução da fiabilidade estrutural tem uma tendência crescente com o aumento do erro e consequentemente com o passar dos anos, ou seja, os maiores impactos ou as maiores perdas de fiabilidade estrutural ocorrem nas fases finais do ciclo de vida ou nas imediações do colapso da estrutura. Nesse sentido, é importantíssimo a identificação dos erros associados à aceleração do processo de degradação, como por exemplo a definição incorreta da classe de exposição da estrutura ou a abertura de fendas permanentes que exponham as armaduras à corrosão.

Considerando o indicador de robustez como um quantificador das consequências indiretas do erro humano, pode-se comparar os resultados da análise numérica efetuada com os resultados da avaliação qualitativa obtida dos inquéritos. Neste sentido, o erro na quantificação das cargas permanentes (Dano 1 - EP), nas duas avaliações consideradas, aparece como sendo a de maiores consequências, quando comparada com o erro na definição da área da secção de armadura (Dano 2 - EP) e o erro na definição da interação solo-estrutura (Dano 3 - EP), isto é, a avaliação numérica e a avaliação qualitativa acabaram por ser correspondentes. No entanto, o mesmo não acontece quando a comparação é relativa ao Dano 2 e ao Dano 3, pois a avaliação qualitativa indica que o Dano 2 tem uma consequência superior ao Dano 3, enquanto a análise numérica indica o contrário. Relativamente aos erros de construção, o erro na aplicação do pré-esforço (Dano 4 – EC) e o erro na especificação da composição do betão (Dano 5 – EC), a quantificação numérica da robustez para uma limitação dos danos a 45% é correspondente à avaliação qualitativa, indicando que a consequência do Dano 4 é superior ao Dano 5. Contudo, quando se considera a avaliação da robustez para o dano a 100%, a situação é invertida, passando o Dano 5 a apresentar-se como sendo o erro de maiores consequências.

## 6.2. Trabalhos futuros

A avaliação da fiabilidade estrutural, considerando outros estados limites associados a esforços de torção, flexão transversal, corte e esforços axiais perante a utilização de modelos numéricos mais sofisticados que permitam a análise desses efeitos e ainda integrando modelos de degradação, irá permitir uma abordagem mais sofisticada da metodologia aqui apresentada. Com a integração de modelos de degradação será possível a quantificação do impacto do erro humano no ciclo de vida da estrutura e a quantificação dos custos associados. O enquadramento do impacto do erro na redução do índice de fiabilidade associada à degradação da estrutura no tempo irá permitir a conversão dessa redução para custos monetários, tendo em conta o investimento inicial feito e o resultado do produto final, ou seja, será determinada o custo associado à redução do ciclo de vida da estrutura devido ao erro.

Tendo em conta a falta de valores que sirvam de referência para a classificação do sistema estrutural de uma ponte de betão armado e pré-esforço como sendo mais ou menos robusta, propõe-se a aplicação da mesma metodologia a outros sistemas estruturais de modo a definir valores que sirvam de referência para a classificação dos sistemas estruturais ou das estruturas que representam uma maior ou menor robustez.

Com o desenvolvimento das metodologias BrIM (*Bridge Information Modelling*) que permitem a criação e gestão de uma maior e mais organizada base de dados das estruturas, existe uma maior facilidade na recolha de informações, permitindo registar com maior facilidade os erros associados à construção e ao projeto e ainda mitigá-los. A criação de uma *framework* que permita a avaliação da segurança das pontes de acordo com erros registados e descritos numa base de dados irá possibilitar uma maior objetividade da metodologia apresentada.

## BIBLIOGRAFIA

*When the snow falls  
and the white wind blows  
the lone wolf dies  
but the pack survives  
“George R. R. Martin”*

- Allen, D.E. (1992): The role of regulations and codes. *In Engineering Safety, Blockley, D.(Editor), McGraw-Hill, London, pp. 371-384.*
- Agarwal, J., Blockley, D., & Woodman, N. (2003). Vulnerability of structural systems. *Structural Safety*, 25(3), 263–286. [https://doi.org/10.1016/S0167-4730\(02\)00068-1](https://doi.org/10.1016/S0167-4730(02)00068-1)
- Albino, H., & Branco, P. (2003). Colapsos de pontes: Lições aprendidas. Retrieved from <https://repositorio.ipl.pt/bitstream/10400.21/3164/1/Dissertação.pdf>
- Alonso, J. A. (2006). Consistency in the analytic hierarchy process: a new approach. *International Journal of Uncertainty*, 14(4), 445–459. <https://doi.org/10.1142/S0218488506004114>
- Ascendi (2011) - Referências Internas
- Ayyub, B. M., & White, G. J. (1987). Reliability-Conditioned Partial Safety Factors. *Journal of Structural Engineering*, 113(2), 279–294. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1987\)113:2\(279\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1987)113:2(279))

- Baker, J. W., Schubert, M., & Faber, M. H. (2007). On the assessment of robustness.  
<https://doi.org/10.1016/j.strusafe.2006.11.004>
- Bayout Alvarenga, M. A., & Fonseca, R. A. (2009). Comparison of the THERP quantitative tables with the human reliability analysis techniques of second generation. *International Nuclear Atlantic Conference -INAC*. Retrieved from  
[http://www.iaea.org/inis/collection/NCLCollectionStore/\\_Public/40/103/40103869.pdf](http://www.iaea.org/inis/collection/NCLCollectionStore/_Public/40/103/40103869.pdf)
- Brett, C., & Lu, Y. (2013). Assessment of robustness of structures: Current state of research.  
<https://doi.org/10.1007/s11709-013-0220-z>
- Campos e Matos, J. (2013). *Uncertainty Evaluation of Reinforced Concrete and Composite Structures Behavior*. Retrieved from  
[https://repositorium.sdum.uminho.pt/bitstream/1822/25307/1/PhD\\_Thesis\\_JoséAntónioMatos\\_2013.pdf](https://repositorium.sdum.uminho.pt/bitstream/1822/25307/1/PhD_Thesis_JoséAntónioMatos_2013.pdf)
- Canisius, T. D. G., Sorensen, J. D., & Baker, J. W. (2007). Robustness of structural systems—a new focus for the Joint Committee on Structural Safety (JCSS). *Proc., 10th Int. Conf. on Application of Statistic and Probability in Civil Engineering (ICASP10)*, 1–8. Retrieved from [http://web.stanford.edu/~bakerjw/Publications/Canisius et al \(2007\) robustness, ICASP10.pdf](http://web.stanford.edu/~bakerjw/Publications/Canisius%20et%20al%20(2007)%20robustness,ICASP10.pdf)
- Cavaco, E., Casas, J. R., Neves, L. C., & Huespe, A. (2013). Robustness of corroded reinforced concrete structures: a structural performance approach. *Structure and Infrastructure Engineering*, 9(1), 42–58. Retrieved from  
<https://run.unl.pt/handle/10362/11109>
- Choi, S. K., Canfield, R. A., & Grandhi, R. V. (2007). *Reliability-based structural design. Reliability-based Structural Design*. <https://doi.org/10.1007/978-1-84628-445-8>
- COST Action TU0601 - European cooperation in science and technology. (2011). Structural Robustness Design for Practising Engineers. *COST Action TU0601 Robustness of Structures*, 139. Retrieved from [http://www.cost-tu0601.ethz.ch/Documents/Final Report/COST\\_TU0601\\_structural\\_robustness\\_design\\_practising\\_engineers\\_Version1\\_2-11Sept11.pdf](http://www.cost-tu0601.ethz.ch/Documents/FinalReport/COST_TU0601_structural_robustness_design_practising_engineers_Version1_2-11Sept11.pdf)
- EN 1991-2. (2003). Eurocode 1: Actions on structures - Part 2: Traffic loads on bridges. *CEN - European Committee for Standardization*, (October), 1–11.
- EN 1992-1-2. (2010). Eurocódigo 2 – Projecto de estruturas de betão Parte 1-2: Regras gerais Verificação da resistência ao fogo. *CEN - European Committee for Standardization*.



- EN 1992-2. (2006). Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 2: Concrete bridges - Design and detailing rules. *CEN - European Committee for Standardization*, 2005–2006.
- Faber, M. (2007). Risk and safety in civil engineering. *Lecture Notes. Swiss Federal Institute of Technology*, .... <https://doi.org/10.3929/ethz-a-004230964>
- Faber, M. H., Maes, M. A., Baker, J. W., Vrouwenvelder, T., & Takada, T. (2007). Principles of risk assessment of engineered systems, 978–0. Retrieved from <https://pdfs.semanticscholar.org/62bb/f6dda7331c238615a7ed89ef7273dde3cc7c.pdf>
- FIB. (2003). federation international du béton Bulletin 22: Monitoring and safety evaluation of existing concrete structures, State-of-art report, 196–201.
- FIB. (2010). *federation international du béton: Model Code for Concrete Structures*.
- Ghosn, M., Dueñas-Osorio, L., Frangopol, D., McAllister, T., Bocchini, P., Manuel, L., ... Tsiasas, G. (2016). Performance Indicators for Structural Systems and Infrastructure Networks. *Journal of Structural Engineering*, 142(Technical Papers), 1–18. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0001542](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001542).
- Giuliani, L. (2012). Structural safety in case of extreme actions. *Int . J . Lifecycle Performance Engineering*, 1(1), 22–40. <https://doi.org/10.1504/IJLCPE.2012.051282>
- Goepel, K. D. (2013). Implementing the Analytic Hierarchy Process as a Standard Method for Multi-Criteria Decision Making In Corporate Enterprises – A New AHP Excel Template with Multiple Inputs. *Proceedings of the International Symposium on the Analytic Hierarchy Process*, 1–10. Retrieved from [http://bpmsg.com/wp-content/uploads/2013/06/ISAHP\\_2013-13.03.13.Goepel.pdf](http://bpmsg.com/wp-content/uploads/2013/06/ISAHP_2013-13.03.13.Goepel.pdf)
- Haan, J. De. (2012). Human Error in Structural Engineering. *TU Delft University*, 91–103. [https://doi.org/10.1007/978-1-84628-812-8\\_7](https://doi.org/10.1007/978-1-84628-812-8_7)
- Haldar, A., & Sankaran, M. (2000). Probability, Reliability and Statistical Method in Engineering Design, 304.
- JCSS - Joint Committee on Structural Safety. (2001a). Probabilistic model code part 3: Resistance Models - Static properties of reinforcing steel. *Jcss Probabilistic Model Code, PART 3: RE*, 2–4. Retrieved from [http://www.jcss.byg.dtu.dk/Publications/Probabilistic\\_Model\\_Code.aspx](http://www.jcss.byg.dtu.dk/Publications/Probabilistic_Model_Code.aspx)
- JCSS - Joint Committee on Structural Safety. (2001b). Probabilistic Model Code - Part 1- Basis of Design. *Structural Safety*, (March), 65. Retrieved from [http://www.jcss.byg.dtu.dk/Publications/Probabilistic\\_Model\\_Code.aspx](http://www.jcss.byg.dtu.dk/Publications/Probabilistic_Model_Code.aspx)

- JCSS - Joint Committee on Structural Safety. (2005). Probabilistic model code part 3: Resistance Models - Static properties of prestressing steel (prestressed concrete). *Concrete*, 1–7. Retrieved from [http://www.jcss.byg.dtu.dk/Publications/Probabilistic\\_Model\\_Code.aspx](http://www.jcss.byg.dtu.dk/Publications/Probabilistic_Model_Code.aspx)
- John Schuyler. (1998). #29: Monte Carlo Simulation Stopping Rule with Latin Hypercube Sampling. Retrieved December 1, 2017, from <http://www.maxvalue.com/tip029.htm>
- Kirwan, B. (1994). A Guide To Practical Human Reliability Assessment - - Google Livros. Retrieved February 9, 2018, from [https://books.google.pt/books?hl=pt-PT&lr=&id=hrxB9VLPNrgC&oi=fnd&pg=PA1&dq=Kirwan,+B.+\(1994\).+A+guide+to+practical+human+reliability+assessment.+London:+Taylor+and+Francis.&ots=\\_kYEh\\_dfHU&sig=r3QSZ1rsQJ2gGJwKwyU3csMRQyM&redir\\_esc=y#v=onepage&q=Kirwan%252](https://books.google.pt/books?hl=pt-PT&lr=&id=hrxB9VLPNrgC&oi=fnd&pg=PA1&dq=Kirwan,+B.+(1994).+A+guide+to+practical+human+reliability+assessment.+London:+Taylor+and+Francis.&ots=_kYEh_dfHU&sig=r3QSZ1rsQJ2gGJwKwyU3csMRQyM&redir_esc=y#v=onepage&q=Kirwan%252)
- Liu, B. F., & Liu, S. H. (2013). A Study of Evaluation Model of Human Errors at Risk for the Petroleum Operation. *Applied Mechanics and Materials*, 416–417, 1914–1919. <https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/AMM.416-417.1914>
- Matos, J. C., Cruz, P. J. S., Valente, I. B., Neves, L. C., & Moreira, V. N. (2016). An innovative framework for probabilistic-based structural assessment with an application to existing reinforced concrete structures. *Engineering Structures*, 111, 552–564. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2015.12.040>
- Mota-Engil (2017) - Referências internas
- Nowak, A. S., & Collins, K. R. (2000). *Reliability of structures*.
- NP EN 1990: (2009). Norma Portuguesa - Eurocódigo 0 - Bases para o projeto de estruturas. *Instituto Português Da Qualidade*, 1999, 88. [https://doi.org/NP EN 1991-1-4](https://doi.org/NP%20EN%201991-1-4)
- NP EN 1992-1-1. (2008). Projecto de estruturas de betão Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios. *Instituto Português Da Qualidade*.
- NP EN 31010. (2016). Gestão do risco, Técnicas de apreciação do risco (ISO/IEC 31010:2009). *Instituto Português Da Qualidade*.
- Rausand, M. (1997). *[Risk assessment]. Der Chirurg; Zeitschrift fur alle Gebiete der operativen Medizen* (Vol. 68).
- Rücker, P. W., Hille, D. F., & Rohrmann, D. R. (2006). Guideline for the Assessment of Existing Structures. *Samco*.
- Scheer, J. (2010). *Failed Bridges - Case Studies, Causes and Consequences*. Hannover: Ernst&Sohn. <https://doi.org/10.1002/9783433600634>

- Stewart, M. G., & Melchers, R. E. (1989). Checking Models In Structural Design. *Journal of Structural Engineering*, 115(6), 1309–1324. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1989\)115](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1989)115)
- Sustainable Bridges. (2007). *Guideline for Load and Resistance Assessment of Existing European Railway Bridges*. Retrieved from [http://www.transport-research.info/sites/default/files/project/documents/20120302\\_100144\\_46057\\_SB4.2\\_Guideline\\_LRA.pdf](http://www.transport-research.info/sites/default/files/project/documents/20120302_100144_46057_SB4.2_Guideline_LRA.pdf)
- Swain, A. D. (1990). Human reliability analysis: Need, status, trends and limitations. *Reliability Engineering & System Safety*, 29(3), 301–313. [https://doi.org/10.1016/0951-8320\(90\)90013-D](https://doi.org/10.1016/0951-8320(90)90013-D)
- Syrkov, A. (2017). Review of bridge collapses worldwide 1966 - 2017. In *IABSE Workshop Ignorance, uncertainty and human errors in structural engineering*.
- Teknomo, K. (2006). Analytic Hierarchy Process ( Ahp ) Untuk. *Revoledu*, 3(1). Retrieved from <https://scholar.google.com/citations?user=lxaxSq8AAAAJ&hl=en>
- TNO DIANA. (2008). User ' s Manual - Element Library. *TNO DIANA Bv*. Retrieved from <https://dianafea.com/manuals/d101/Diana.html>
- TNO DIANA. (2016). USER ' s Manual - Theory. *TNO DIANA Bv*, (July). Retrieved from <https://dianafea.com/manuals/d101/Diana.html>
- TVI24. (n.d.). Queda de ponte mata nove pessoas na Colômbia &gt; TVI24. Retrieved February 16, 2018, from <http://www.tvi24.iol.pt/internacional/acidente/queda-de-ponte-em-construcao-mata-9-pessoas-na-colombia>
- Wisniewski, D. (2007). Safety Formats for the Assessment of Concrete Bridges. *Guimarães: University of Minho*, (March). Retrieved from <http://scholar.google.com/scholar?hl=en&btnG=Search&q=intitle:Safety+Formats+for+the+Assessment+of+Concrete+Bridges#5>
- Yao, J. T. P., & Natke, H. G. (1994). Damage detection and reliability evaluation of existing structures. *Structural Safety*, 15(1–2), 3–16. [https://doi.org/10.1016/0167-4730\(94\)90049-3](https://doi.org/10.1016/0167-4730(94)90049-3)

## A.ANEXO

O Anexo A está exclusivamente ligado ao Capítulo 3, apresentando assim os diversos conteúdos referidos ao longo da mesma. Conteúdos tais como:

- A listagem e seriação dos erros de projeto e construção;
- A matriz de risco dos erros de projeto e construção;
- A listagem dos novos erros identificados com o inquérito;
- As rotinas criadas no MATLAB para implementação do método analítico hierárquico:
  - Conversão das repostas do inquérito para uma linguagem numérica;
  - Criação das matrizes de comparação individuais;
  - Criação das matrizes de comparação global e seriação dos erros;
  - Cálculo do indicador de consenso;

A seriação dos erros (Tabela A.1 e Tabela A.3) faz-se por intermédio de duas colunas, uma dedicada às probabilidades de ocorrência (PO) e outra dedicada às consequências (CC), onde os valores dessas colunas indicam a ordem de interesse dos erros, sendo o número 1 alocado ao erro de maior relevância e o maior valor alocado ao erro de menor relevância. Os erros de projeto e construção encontram-se identificados separadamente por números de identificação (ID) que depois são utilizados para identificar os erros dentro das matrizes de risco (Tabela A.2 e Tabela A.4) e utilizadas nas rotinas do MATLAB

**Tabela A.1** - Listagem e seriação dos erros de projeto.

<b>Categorização dos Erros</b>	<b>ID</b>	<b>Listagem dos erros</b>	<b>PO</b>	<b>CC</b>
<b>Análise Estrutural e Dimensionamento</b>	1	Erro devido à combinação não-conservativa de regulamentos de ação e dimensionamento de diferentes países, levando assim a que o projeto estrutural seja de fiabilidade reduzida	16	17
	2	Erro na interpretação dos regulamentos	9	20
	3	Erro na quantificação de ações locais por falta de registos	13	14
	4	Erro na quantificação de cargas permanentes	20	1
	5	Erro na definição das combinações de ações mais gravosas	11	7
	6	Erro na definição do centro de gravidade de peças altamente comprimidas e na definição da excentricidade das cargas atuantes	18	11
	7	Erro na definição do centro de corte de uma secção (geração de momentos torsores)	7	18
	8	Erro na quantificação dos efeitos das deformações impostas no tabuleiro. Retração, fluência e as dilatações térmicas, associadas aos feitos de 2ª ordem	1	16
	9	Erro na definição do comprimento de encurvadura	12	10
	10	Erro na definição do traçado do cabo de pré-esforço	15	8
	11	Erro na determinação do estado limite de descompressão	14	19
	12	Erro na consideração dos efeitos hiperestático do pré-esforço	3	15
	13	Erro na definição da interação solo-estrutura (Condições de apoio e assentamentos diferenciais)	2	12

<b>Pormenorização</b>	14	Erro devido à não consideração de diferentes sistemas estáticos a que uma ponte ou um elemento da mesma estará sujeito durante o processo construtivo (Evolução do sistema estático)	5	2
	15	Erro na modelação das ligações de elementos estruturais tais como vigas, pilares e tabuleiros	8	5
	16	Falta de coerência entre as opções base de dimensionamento e a pormenorização	4	9
	17	Erro na definição da área da secção de armadura	17	3
	18	Erro na distribuição de armaduras transversais longitudinais e de corte	10	4
	19	Erro na definição das classes de betão e do aço	19	6
	20	Erro na definição das cotas de implantação	6	13

**Tabela A.2** – Distribuição dos erros de projeto pela matriz de risco.

<b>Risco (R) = P × I</b>			<b>Impacto/Consequência</b>				
			Muito baixo	Baixo	Moderado	Elevado	Muito elevado
			1	2	5	10	20
<b>Probabilidade de Ocorrência</b>	Muito elevada	5	-	-	-	-	-
	Elevada	4	-	-	-	-	-
	Moderada	3	-	-	-	ID = 7, 8, 12, 13, 15, 16, 20	ID = 14
	Baixa	2	-	-	ID = 11	ID = 1, 2, 3, 5, 6, 9, 10, 18, 19	ID = 17
	Muito baixa	1	-	-	-	-	ID = 4

**Tabela A.3-** Listagem e seriação dos erros de construção.

<b>Categorização dos Erros</b>	<b>ID</b>	<b>Listagem dos erros</b>	<b>PO</b>	<b>CC</b>
<b>Erros de controle de Material</b>	<b>Betão</b>	1 Erros que estão na origem das reações álcali-agregado	19	15
		2 Erro na quantificação do calor de hidratação do cimento	18	22
		3 Erro na avaliação da humidade dos inertes	13	28
		4 Erro na especificação da composição do betão encomendado dando origem a um betão de baixa qualidade	22	13
	<b>Armadura</b>	5 Erros que estão na origem da corrosão das armaduras	10	25
		6 Erro associado à utilização de diferentes classes de armadura	29	23
		7 Erro associado à área da secção de armadura aplicada	26	14
<b>Erros de execução</b>	<b>Erros Globais</b>	8 Erro no posicionamento dos aparelhos de apoio	15	12
		9 Erro na fixação das juntas de dilatação	3	19
		10 Erro na interpretação do projeto de execução	21	8
		11 Erro na implantação topográfica	14	16
		12 Erro na vibração do betão	20	27
		13 Erro no recobrimento das armaduras	2	18
		14 Erros geométrico no perfil longitudinal devido aos efeitos de retração e fluência que na fase de projeto são estimadas, necessitando-se de uma posterior atualização após a obtenção das reais características de retração e fluência do betão a ser utilizado	9	26
		15 Erro relativo à consideração de condições de apoio, diferentes das definidas no projeto de execução	23	24
		16 Erro nas condições finais de apoio	25	20
		17 Erro na avaliação das propriedades geotécnicas do solo de fundação	5	4
		18 Erro associado às imperfeições geométricas (inclinações e imperfeições nas seções)	11	29

<b>Execução de Cimbres</b>	19	Erro na avaliação das propriedades do terreno de fundação do cembre e alteração dessas propriedades perante diferentes condições de precipitação	1	3
	20	Erro na preparação da fundação do cembre normalmente executada em brita e/ou com recurso a vigas de madeira onde o cembre se apoia	8	10
	21	Erro no travamento dos prumos do cembre contínuo, podendo gerar alguma instabilidade	4	1
	22	Erro associado à qualidade do material do cembre devido à inexistência de um bom plano de manutenção	12	7
	23	Erro na colocação dos elementos de fixação do cembre	6	6
	24	Erro associado à redução não controlada do grau de hiperstaticidade de cimbres móveis, de modo a efetuar o movimento necessário	16	2
	25	Erro na avaliação das propriedades de deformação dos cimbres e das cofragens	7	17
	26	Erro associado ao mau posicionamento de esticadores de cofragem	17	21
<b>Pré-esforço</b>	27	Erro na aplicação da tensão de pré-esforço	28	5
	28	Erro associado à relaxação do cabo de pré-esforço acima do previsto	24	11
	29	Erro associado ao tempo de cura, insuficiente do betão, para solidarização do cabo de pré-esforço com betão por fricção estática (Betão pré-tensionado)	27	9



**Tabela A.4** – Distribuição dos erros de construção pela matriz de risco.

<i>Risco (R) = P × I</i>			Impacto/Consequência				
			Muito baixo	Baixo	Moderado	Elevado	Muito elevado
			1	2	5	10	20
<b>Probabilidade de Ocorrência</b>	Muito elevada	5	-	-	-	-	-
	Elevada	4	-	-	-	-	-
	Moderada	3	-	-	ID = 9	ID = 13	ID = 19, 21
	Baixa	2	-	-	ID = 2, 3, 5, 12, 14, 15, 16, 18, 26	ID = 1, 4, 7, 8, 10, 11, 20, 22, 25, 27, 28, 29	ID = 17, 23, 24
	Muito baixa	1	-	-	ID = 6	-	-

**Tabela A.5** – Erros de projeto identificados pelos inquiridos.

<b>Categorização dos Erros</b>	<b>Listagem dos erros</b>
<b>Análise Estrutural e Dimensionamento</b>	Baixo nível de experiência em projeto na indústria
	Tempo e orçamento insuficiente para a realização de um bom projeto
	Conhecimento insuficiente na utilização do pré-esforço parcial
	Incorreta utilização dos softwares de cálculo estrutural
	Erros de introdução de dados nos programas de cálculo estrutural: Módulos de elasticidade, tensões de cedências e rotura, pesos próprios, estrangimentos de nós, etc.
	Validação dos resultados com modelos simplificados
	Sensibilidade e experiência na análise de resultados de cálculo
	Erro na quantificação de sobrecargas
	Subavaliação do efeito hidrostático na análise da estrutura
	Falta de revisão de projetos por revisores autorizados ou especialistas adequados
<b>Pormenorização</b>	Falta de experiência com as boas práticas de pormenorização
	Sensibilidade e experiência na análise dos desenhos
	Pormenores gerais importados de outros projetos e não atualizados
	Falta de coerência na pormenorização de armaduras em cortes/pormenores distintos

**Tabela A.6** – Erros de construção identificados pelos inquiridos.

<b>Categorização dos Erros</b>		<b>Listagem dos erros</b>
<b>Erros de controlo da qualidade do Material</b>	<b>Betão</b>	Falta de inspetores especialistas no controlo da qualidade dos materiais durante os trabalhos de construção
		Falta de medidas de proteção dos materiais em ambientes muito frio ou muito quente
	<b>Aço</b>	Falta de inspetores especialistas no controlo da qualidade dos materiais durante os trabalhos de construção
		Varões de aço que não estão de acordo com as especificações
<b>Erros de execução</b>	<b>Erros Globais</b>	Deficiente execução dos aterros no tardo dos encontros
		Deficiente execução das lajes de transição
		Betonagens: interrupção por avaria de equipamento ou demora dos camiões betoneira, etc.
		Tratamento das superfícies de betão após terminada a betonagem: proteção do calor, rega, etc.
		Controle da temperatura do betão na betonagem de peças de grande volume: Sapatas de pilares e encontros, maciços de encabeçamento de grupos de estacas, etc.
		Alterações na montagem relativamente ao definido em projeto
		Alteração do material relativamente ao definido em projeto
		Utilização de material não certificado
		Ausência de medidas/sistema de drenagem das águas das chuvas ou outras para proteção da fundação
		Erro na avaliação das propriedades de deformação dos cimbres e das cofragens
		Erro associado ao mau posicionamento de esticadores de cofragem
		Cuidados na betonagem nas zonas de amarração dos cabos: chochos no betão
	<b>Pré-esforço</b>	Entupimento de bainhas no momento das betonagens
		Alteração da posição das bainhas por má fixação ou ação dos vibradores
		Rotura de cordões na operação do puxe

**Conversão das repostas do inquérito para uma linguagem numérica**

(Conv\_to\_Numeric\_survey.m)

```
clc
clear
fclose all;
CO =zeros (13,2);
PR =zeros (13,2);
for j=1:13
PO = zeros (52,5);
CC = zeros (52,5);
filenameB = sprintf('%s%d.xlsx','survey',j);
% Import the data
[~, ~, survey] = xlsread(filenameB,'English','E8:Q59');
survey(cellfun(@(x) ~isempty(x) && isnumeric(x) && isnan(x),survey)) =
{'0'};
CO (j,1) = survey{4,17};
PR (j,1) = survey{5,17};

if any (CO (j,1)==[1:10]);
    wc = 1.0;
elseif any (CO (j,1)==[10:20]);
    wc = 1.5;
elseif any (CO (j,1)==[20:30]);
    wc = 1.75;
else any (CO (j,1)==[30:40])
    wc = 2.0;
end
if any (PR (j,1)==[1:9])
    wp = 1.0;
elseif any (PR (j,1)==[9:18])
    wp = 1.5;
elseif any (PR (j,1)==[18:27])
    wp = 1.75;
else any (PR (j,1)==[27:34])
    wp = 2.0;
end
CO (j,2) = wc;
PR (j,2) = wp;
w =[wp;wc]
for x = 5:9
    for y = 1:52
        if survey{y,x} == 'X'
            f = x-4;
            PO (y,f)=f;
        end
    end
end
for x = 10:14
    for y = 1:52
        if survey{y,x} == 'X'
            f = x-9;
            CC (y,f)=f;
        end
    end
end
filenameA = sprintf('%s%d','PSNM',j)
filenameC = sprintf('%s%d','CSNM',j)
```

```
xlswrite (filenameA,PO)
xlswrite (filenameA,w,'G1:G2')
xlswrite (filenameC,CC)
xlswrite (filenameC,w,'G1:G2')
clear PO
clear CC
clear survey
end
```

## Criação das matrizes de comparação individual

(Pairwise\_comparison.m)

```
clear
clc

CPM = zeros(20,20)
for j=[1 2 3 4 5 7 8 9 10 11 12 13]
    filenameA = sprintf('%s%d','PSNM',j)
    M=xlsread (filenameA,'A1:E52')
    wp = xlsread (filenameA,'G1:G1')
    for y = 1:20
        for x = 1:5
            if any (M(y,x) == [1:5])
                Cp = M(y,x)
            end
        end
        for r = 1:20
            for t = 1:5
                if M(r,t) [1:5]
                    if M(r,t)== Cp
                        CPM (y,r) = 1
                    end
                    if M(r,t)-Cp == 1
                        CPM (y,r)= 1/3
                    end
                    if M(r,t)-Cp == 2
                        CPM (y,r)= 1/5
                    end
                    if M(r,t)-Cp == 3
                        CPM (y,r)= 1/7
                    end
                    if M(r,t)-Cp == 4
                        CPM (y,r)= 1/9
                    end
                    if M(r,t)-Cp == -1
                        CPM (y,r)= 3
                    end
                    if M(r,t)-Cp == -2
                        CPM (y,r)= 5
                    end
                    if M(r,t)-Cp == -3
                        CPM (y,r)= 7
                    end
                    if M(r,t)-Cp == -4
                        CPM (y,r)= 9
                    end
                end
            end
        end
    end
end
```

```

        end
    end
end

end
filenameF = sprintf('%s%d', 'PWCM', j)
xlswrite (filenameF, CPM)
end
% Check if CPM it's a reciprocal Matrix
% P = zeros (20,20)
% for f= 1:20
%     for g = 1:20
%         P(f,g) = CPM(f,g)*CPM(g,f)
%     end
% end
% end

```

### Criação das matrizes de comparação global e seriação dos erros;

(Comulative\_pairwise\_comparison.m)

```

clear
clc
fclose all
wp = [1.0000;
      1.7500
      2.0000
      2.0000
      1.0000
      1.0000
      1.7500
      1.5000
      1.5000
      1.0000
      1.5000
      1.7500
      1.5000 ]
s = sum(wp)
CM = zeros (20,20)
for j=[1 2 3 4 5 7 8 9 10 11 12 13]
    filenameA = sprintf('%s%d', 'PWCM', j);
    SM = xlsread (filenameA, 'A1:T20');
    for x=1:20
        for y=1:20
            CM(x,y) = CM(x,y) + wp(j) * log (SM(x,y) )
        end
    end
end
end
CMF = exp(CM/s);
[V,D]= eig(CMF);
[M,N]=max(D);
[M,N]=max(M);
q=sum(V(:,1));
QW = V(:,1)/q*100;
[B,I] = sort (QW, 'descend');
xlswrite ('Ranking2', [CMF]);
xlswrite ('Ranking2', [B,I], 'v1:w20');
xlswrite ('Ranking2', M, 'W21:W21');

```

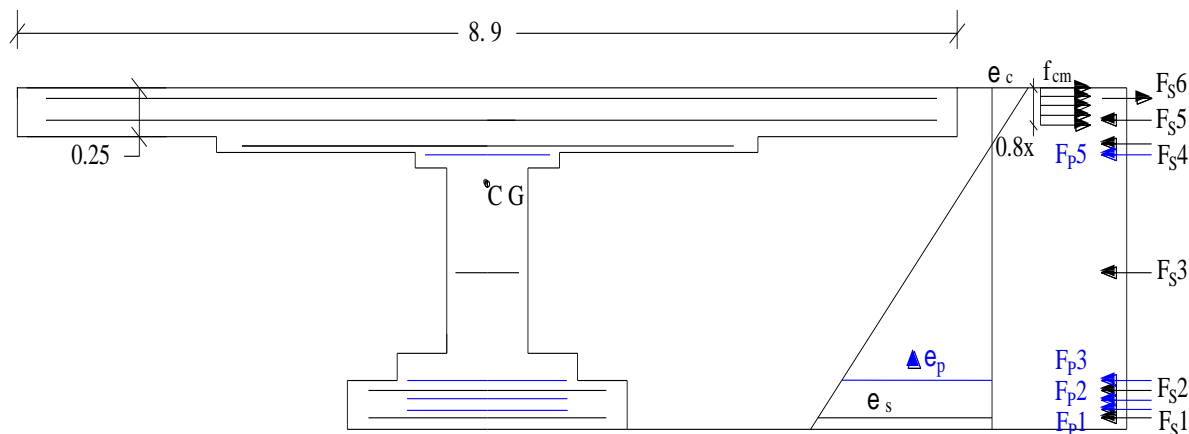
## Cálculo do indicador de consenso

(RGMM.m)

```
clear
clc
fclose all
RGM = zeros (20,13)
for j=[1 2 3 4 5 7 8 9 10 11 12 13]
    filenameA = sprintf('%s%d', 'PWCM', j);
    SM = xlsread (filenameA, 'A1:T20');
    for x=1:20
        for y=1:20
            RGM(x, j) = RGM(x, j) + log (SM(x, y))
        end
    end
end
RGM(:, 6) = []
RGM = exp(RGM/20)
for i=1:12
    q = sum(RGM(:, i))
    for p=1:20
        RGM(p, i) = RGM(p, i) / q
    end
end
for x=1:20
    for y= 1:12
        RGMa(x, y) = -RGM(x, y) * log (RGM(x, y))
    end
end
l = 0
for i=1:12
    l = l + sum(RGMa(:, i))
end
Ha = l/12
V = zeros(12,1)
for d = 1:12
    V(d, 1) = mean (RGM(:, d))
end
for d = 1:12
    V(d, 1) = -V(d, 1) * log (V(d, 1))
end
Hg = sum(V)
Hb = Hg - Ha
M = 1/exp (Hb)
N = 20
c = 9
k = 12
Hamin = - c / (N+c-1) * log (c / (N+c-1)) - (N-1) * 1 / (N+c-1) * log (1 / (N+c-1))
Hgmax = (N-k) * (-1 / (c+N-1)) * log (1 / (c+N-1)) - ((k+c-1) / (N+c-1)) * log (1 / k * (k+c-1) / (N+c-1))
S = ((M - exp (Hamin)) / (exp (Hgmax))) / ((1 - exp (Hamin)) / exp (Hgmax))
xlswrite ('Ranking', S, 'W22:W22');
```

## B. ANEXO

O anexo B está exclusivamente ligado ao Capítulo 4. Aqui apresenta-se os cálculos efetuados para verificar a fiabilidade dos resultados obtidos a partir do software de elementos finitos utilizado no âmbito desta dissertação. Tendo em conta o objetivo do Capítulo 4, que visa determinar o fator de carga máxima do caso de estudo, apresenta-se aqui os cálculos de verificação da segurança à flexão do tabuleiro do viaduto de acordo com a norma NP EN 1992-1-2 (2008) com as devidas alterações. No Capítulo 4 foi identificado o momento resistente das seções críticas do viaduto e uma vez que o fator de carga máximo da estrutura depende das mesmas, como validação dos resultados será aqui efetuado a comparação entre o momento resistente da análise efetuada com o momento resistente dos cálculos efetuados.



**Figura B.1** - Secção a meio vão do vão intermédio (S1).

**Tabela B.1** – Excentricidade e área das armaduras nas secções S1 e S2.

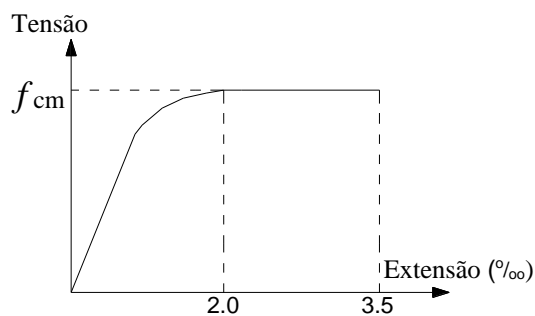
	Excentricidade ao CG (mm)	Área (S1) (cm <sup>2</sup> )	Área (S2) (cm <sup>2</sup> )
<b>Fs6</b>	440	54,3	142,7
<b>Fs5</b>	327	49,8	138,2
<b>Fs4</b>	195		18,8
<b>Fs3</b>	455		28,3
<b>Fs2</b>	1058		12,1
<b>Fs1</b>	1198		58,9
<b>Fp1</b>	1160		33,6
<b>Fp2</b>	1110		42
<b>Fp3</b>	1030		33,6
<b>Fp5</b>	150		8,4

- Materiais**

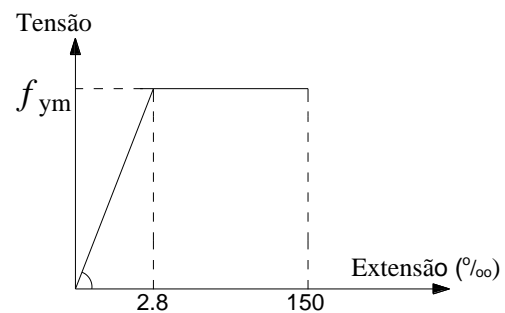
Betão: C30/38  $\rightarrow f_{cm} = 38 \text{ MPa}$  e C45/55  $\rightarrow f_{cm} = 53 \text{ MPa}$

Armadura Ordinária S500C  $\rightarrow f_{ym} = 560 \text{ Mpa}$   $E = 200 \text{ GPa}$

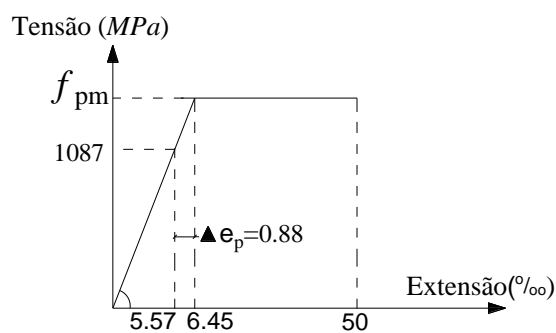
Pré-esforço LNEC E453 Y 1860 S7 15.2mm  $\rightarrow f_{pm} = 1257.5 \text{ Mpa}$   $E = 195 \text{ GPa}$



**Figura B.2** – Relação tensão-extensão para o betão.



**Figura B.3** - Relação tensão-extensão para a armadura.



**Figura B.4** - Relação tensão-extensão para o pré-esforço.



**Nota:** No âmbito deste trabalho o cálculo do momento resistente das secções baseia-se no bloco retangular de tensões e dispensa a utilização dos coeficientes parciais de segurança.

• **Cálculo da posição do eixo neutro e do momento resistente da secção (S1):**

- Considera-se que o eixo neutro está na laje do tabuleiro ( $0.8 \times x \leq 0.25$ ) (Figura B.1)
- Considera-se que as armaduras que se seguem estão em cedência:

		$F_{sx} = A_{sx} \times f_{ym}$		$F_{sx} = A_{sx} \times f_{pm}$
Se ( $x \leq 0.0922$ m)	$\epsilon_{s5} \geq 2.8 \rightarrow$	$F_{s5} = 2786.7 \text{ kN}$	$\epsilon_{p5} \geq 6.45 \rightarrow$	$F_{p5} = 1056.3 \text{ kN}$
Se ( $x \leq 0.166$ m)	$\epsilon_{s4} \geq 2.8 \rightarrow$	$F_{s4} = 1055.6 \text{ kN}$	Se ( $x \leq 0.27$ m)	
	$\epsilon_{s3} \geq 2.8 \rightarrow$	$F_{s3} = 1583.4 \text{ kN}$	$\epsilon_{p3} \geq 6.45 \rightarrow$	$F_{p3} = 4225.2 \text{ kN}$
	$\epsilon_{s2} \geq 2.8 \rightarrow$	$F_{s2} = 675.6 \text{ kN}$	$\epsilon_{p2} \geq 6.45 \rightarrow$	$F_{p2} = 5841.4 \text{ kN}$
	$\epsilon_{s1} \geq 2.8 \rightarrow$	$F_{s1} = 3298.7 \text{ kN}$	$\epsilon_{p1} \geq 6.45 \rightarrow$	$F_{p1} = 4225.2 \text{ kN}$

- A força instalada na armadura superior da laje ( $F_{s6}$ ) é dada pela seguinte equação:

$$F_{s6} = 54.29 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \times 200 \times 10^6 \text{ kPa} \times \left[ \frac{3.5 \text{ ‰}}{x} (x - 0.053 \text{ m}) \right] \text{ para } x \geq 0.053$$

- A força de compressão instalada do betão é dada pela seguinte equação:

$$F_c = 0.8x \times 8.9 \text{ m} \times 38 \times 10^3 \text{ kPa}$$

Estabelecendo a equação de equilíbrio de forças da secção e resolvendo-a em ordem a  $x$ , vem:

$$F_{compressão} = F_{tração}$$

$$F_c + F_{s6} = F_{s5} + F_{s4} + F_{s3} + F_{s2} + F_{s1} + F_{p5} + F_{p3} + F_{p2} + F_{p1} \leftrightarrow x = 0.0842 \text{ m}$$

Determinada a profundidade do eixo neutro, verificou-se que todos os pressupostos iniciais considerados são verdadeiros.

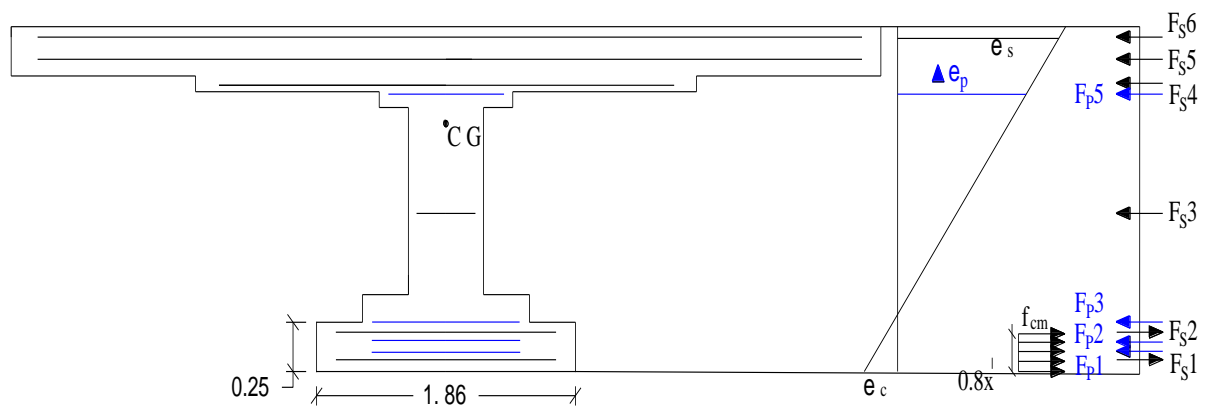
- Calculando o momento das forças em torno do centro de gravidade (CG) vem:

$$M_{rd}^+ = F_{s1} \times d_{s1} + F_{s2} \times d_{s2} + F_{s3} \times d_{s3} - F_{s4} \times d_{s4} - F_{s5} \times d_{s5} + F_{s6} \times d_{s6} + F_{p1} \times d_{p1} + F_{p2} \times d_{p2} + F_{p3} \times d_{p3} - F_{p5} \times d_{p5} + F_c \times \left(0.49 - \frac{0.8x}{2}\right) = 30278.1 \text{ kN.m}$$

O momento obtido corresponde à variação máxima do momento atuante na secção transversal. A este valor subtrai-se o momento gerado pelo pré-esforço, obtendo-se assim o momento instalado na secção ( $30278.1 \text{ kN.m} - 12910.81 \text{ kN.m} = 17367.3 \text{ kN.m}$ ), quando esta colapsa.

• **Cálculo da posição do eixo neutro e do momento resistente da secção (S2):**

- Considera-se que o eixo neutro está no banzo inferior da viga ( $0.8 \times x \leq 0.25$ ) (Figura B.5)



**Figura B.5** - Secção sobre o pilar (S2).

- Considera-se que as armaduras que se seguem estão em cedência:

	$F_{sx} = A_{sx} \times f_{ym}$	$F_{sx} = A_{sx} \times f_{pm}$	
$\epsilon_{s6} \geq 2.8 \rightarrow$	$F_{s6} = 7994.2 \text{ kN}$	$\epsilon_{p5} \geq 6.45 \rightarrow$	$F_{p5} = 1056.3 \text{ kN}$
$\epsilon_{s5} \geq 2.8 \rightarrow$	$F_{s5} = 7740.9 \text{ kN}$		
$\epsilon_{s4} \geq 2.8 \rightarrow$	$F_{s4} = 1055.58 \text{ kN}$		
$\epsilon_{s3} \geq 2.8 \rightarrow$	$F_{s3} = 1583.4 \text{ kN}$		
Se ( $x \geq 0.29 \text{ m}$ )	$\epsilon_{s1} \geq 2.8 \rightarrow$	$F_{s1} = 3298.7 \text{ kN}$	

- A força instalada na armadura interior do banzo inferior ( $F_{s2}$ ) é dada pela seguinte equação:

$$F_{s2} = 12.06 \times 10^{-4} m^2 \times 200 \times 10^6 kPa \times \left[ \frac{3.5 \text{‰}}{x} (x - 0.2 m) \right] \text{ para } x \geq 0.2$$

- A variação da força instalada nos cordões de pré-esforço ( $F_{p1}$ ,  $F_{p2}$ ,  $F_{p3}$ ,) para  $x \geq 0.2275$  é dada pelas seguintes equações:

$$F_{p1} = 33.6 \times 10^{-4} m^2 \times 195 \times 10^6 kPa \times \left[ 5.57\text{‰} - \frac{3.5 \text{‰}}{x} (x - 0.0975 m) \right]$$

$$F_{s2} = 42 \times 10^{-4} m^2 \times 195 \times 10^6 kPa \times \left[ 5.57\text{‰} - \frac{3.5 \text{‰}}{x} (x - 0.1575 m) \right]$$

$$F_{p3} = 33.6 \times 10^{-4} m^2 \times 195 \times 10^6 kPa \times \left[ 5.57\text{‰} - \frac{3.5 \text{‰}}{x} (x - 0.2275 m) \right]$$

- A força de compressão instalada do betão é dada pela seguinte equação:

$$F_c = 0.8x \times 1.86 m \times 53 \times 10^3 kPa$$

- Estabelecendo a equação de equilíbrio de forças da secção e resolvendo-a em ordem a  $x$ , vem:

$$F_{compressão} = F_{tração}$$

$$F_c + F_{s1} + F_{s2} = F_{s6} + F_{s5} + F_{s4} + F_{s3} + F_{p5} + F_{p3} + F_{p2} + F_{p1} \leftrightarrow x = 0.3063 m$$

Determinada a profundidade do eixo neutro, verificou-se que todos os pressupostos iniciais considerados são verdadeiros.

- Calculando o momento das forças em torno do centro de gravidade (CG) vem:

$$M_{rd}^- = F_{s1} \times d_{s1} + F_{s2} \times d_{s2} - F_{s3} \times d_{s3} + F_{s4} \times d_{s4} - F_{s5} \times d_{s5} + F_{s6} \times d_{s6} - F_{p1} \times d_{p1} - F_{p2} \times d_{p2} - F_{p3} \times d_{p3} + F_{p5} \times d_{p5} + F_c \times \left( 1.26 - \frac{0.8x}{2} \right) = 28158.86 kN.m$$

O momento obtido corresponde à variação máxima do momento atuante na secção em causa. A este valor soma-se o momento gerado pelo pré-esforço, obtendo-se assim o momento

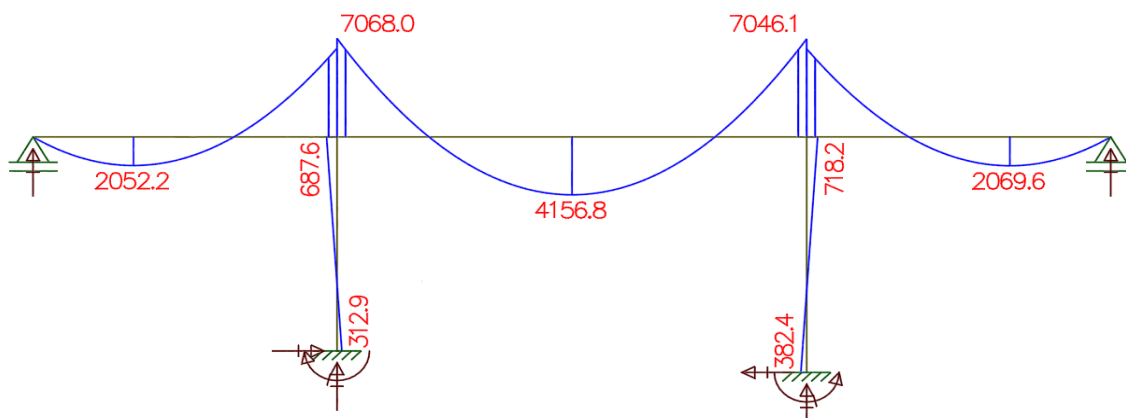
instalado na secção ( $28158.86 \text{ kN.m} + 12910.81 \text{ kN.m} = 41069.7 \text{ kN.m}$ ), quando esta colapsa.

- **Determinação do fator de colapso da estrutura**

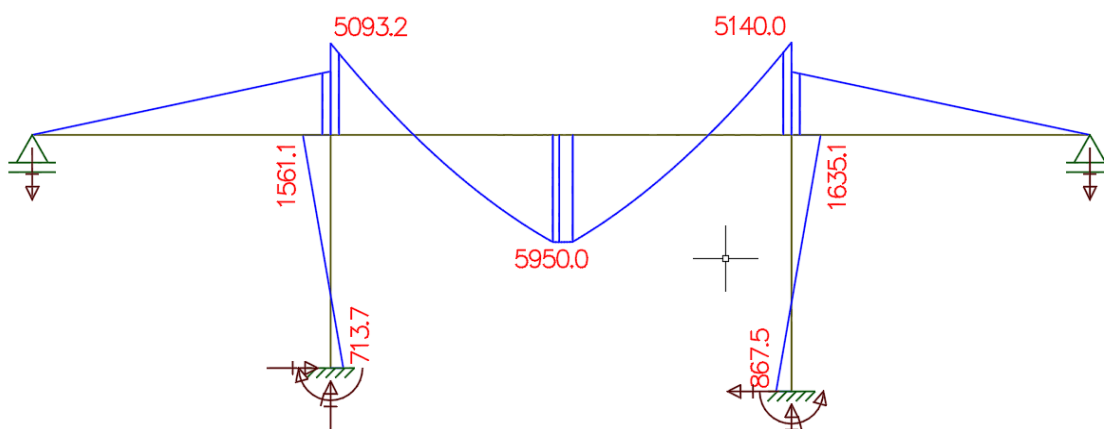
Calculado o momento plástico das secções críticas, podemos obter uma boa aproximação do fator de colapso através da equação que se segue, uma vez que, o colapso da estrutura está diretamente relacionado com a plastificação da secção a meio vão do vão intermédio:

$$M_{rd}^+ = M_{\text{peso próprio}}^+ + \lambda \times M_{\text{sobrecarga}}^+$$

$$30278.1 = 4156.8 + \lambda \times 5950.0 \Leftrightarrow \lambda = 4.39$$



**Figura B.6** – Diagrama de momentos fletores resultante da ação do peso próprio  
(UN - kN.m).



**Figura B.7** - Diagrama de momentos fletores resultante da ação da sobrecarga  
(UN - kN.m)

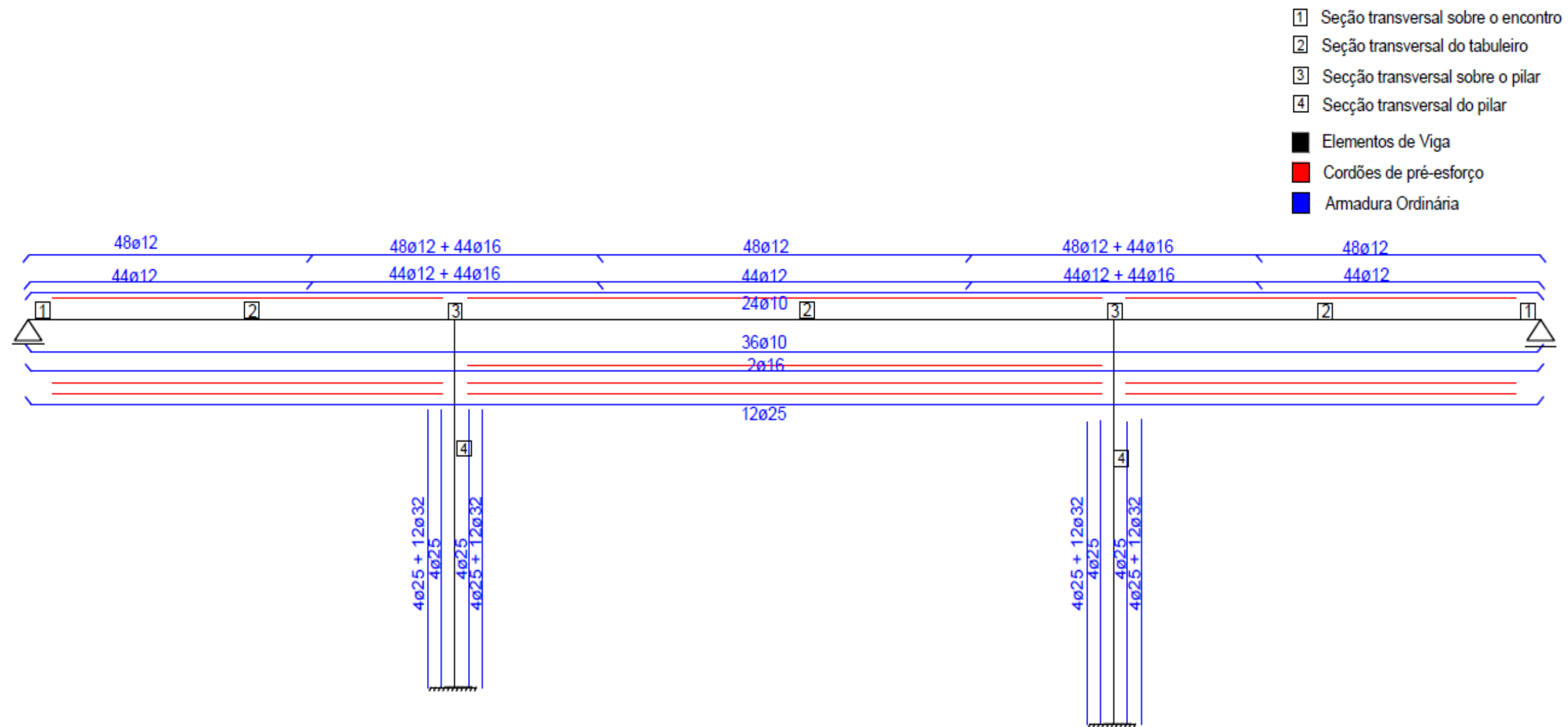


Figura B.8 – Perfil longitudinal e disposição das armaduras

## C.ANEXO

O anexo C é dedicado exclusivamente ao Capítulo 5, apresentando alguns dos conteúdos considerados como sendo os mais importantes na realização de toda a avaliação probabilística realizada no âmbito deste trabalho. Este anexo apresenta os seguintes conteúdos:

- As rotinas criadas em Matlab para a avaliação probabilística:
  - Geração automática de ficheiros (.dat) de acordo com os valores obtidos pelo hipercubo-latino;
  - Computação dos ficheiros gerados através do Diana;
  - Processamento dos resultados da análise;
- Os valores utilizados para construção dos gráficos apresentados no Capítulo 5 que expõem a variação do índice de fiabilidade, do fator de carga e do desvio padrão com o aumento do erro. Esses valores são apresentados na Tabela C.1, Tabela C.2, e Tabela C.3 e vêm em correspondência com os valores da Tabela 5.4.

**Software para geração automática de ficheiros (.dat)**

(Automatic\_file\_generation.m)

```

clc
clear
fclose 'all';
N = importdata ('DianaIE2.dat')
N.textdata {1863,3} = 'C30/37'
N.textdata {1880,3} = 'C45/55'
N.textdata {1897,3} = 'A500 NR SD'
N.textdata {1909,3} = 'Y1860 S7'
N.textdata {2021,1} = []
N.textdata {2022,1} = []
N.textdata {2023,1} = []
N.textdata {2024,1} = []
N.textdata {2025,1} = []
N.textdata {2026,1} = []
N.textdata {2027,1} = []
N.textdata {2028,1} = []
N.textdata {2070,7} = '2'
N.textdata {2070,8} = '2'
N.textdata {2071,1} = []
N.textdata {2130,7} = '2'
N.textdata {2130,8} = '2'
N.textdata {2131,1} = []
N.textdata {2271,7} = '2'
N.textdata {2271,8} = '2'
N.textdata {2272,1} = []
N.textdata {2134,2} = 'Pilar 1'
N.textdata {2275,2} = 'Pilar 2'
N.textdata {4198,7} = '1.00000E+00'
N.textdata {4212,1} = []
N.textdata {4212,2} = []
N.textdata {4212,3} = []
N.textdata {4211,7} = '1757'
N.textdata {4211,8} = '/'
N.textdata {4211,9} = 'TR'
N.textdata {4211,10} = '2'
N.textdata {4213,7} = '1'
N.textdata {4202,2} = 'Support 2'
N.textdata {4204,2} = 'Support 1'
N.textdata {4206,2} = 'Support 3'
N.textdata {4210,2} = 'Support 1.5'
N.textdata {4069,2} = 'PT-1-3'
N.textdata {4078,2} = 'PT-2'
N.textdata {4085,2} = 'Peso p'
N.textdata {4085,2} = 'Peso p'
N.textdata {4121,2} = 'Peso pp'
N.textdata {4157,2} = 'UDL'
N.textdata {4193,2} = 'TS'
sp = 100
A = lhsnorm (3.8E+07,4.6E+06^2, sp)
B = lhsnorm (0.4925,0.0088^2, sp)
C = lhsnorm (5.3E+07,4.8E+06^2, sp)
D = lhsnorm (560E+06,30E+06^2, sp)
E5 = lhsnorm (54.29,1.09^2, sp)
E6 = lhsnorm (142.750,2.86^2, sp)
E7 = lhsnorm (49.7600,0.995^2, sp)
E8 = lhsnorm (138.230,2.76^2, sp)
E9 = lhsnorm (18.8500,0.377^2, sp)

```

```

E10 =lhsnorm (28.2700,0.565^2,sp)
E11 =lhsnorm (12.0600,0.241^2,sp)
E12 =lhsnorm (58.9000,1.18^2,sp)
F = lhsnorm (1257.5E+06,31.5E+06^2,sp)
M = [A,B,C,D,E5,E6,E7,E8,E9,E10,E11,E12,F]
xlswrite ('LatinHS.xls',M)
for q = 1 : 100
    N.textdata {1873,2} = num2str (M (q,1))
    N.textdata {1937,4} = num2str (M (q,2))
    N.textdata {1890,2} = num2str (M (q,3))
    N.textdata {1906,2} = num2str (M (q,4))
    N.textdata {1908,2} = num2str (M (q,4))
    N.textdata {1959,2} = num2str (M (q,5)/10000)
    N.textdata {1963,2} = num2str (M (q,6)/10000)
    N.textdata {1967,2} = num2str (M (q,7)/10000)
    N.textdata {1971,2} = num2str (M (q,8)/10000)
    N.textdata {1975,2} = num2str (M (q,9)/10000)
    N.textdata {1979,2} = num2str (M (q,10)/10000)
    N.textdata {1983,2} = num2str (M (q,11)/10000)
    N.textdata {1987,2} = num2str (M (q,12)/10000)
    N.textdata {1918,2} = num2str (M (q,13))
    N.textdata {1920,2} = num2str (M (q,13))
    filename = sprintf('%s_%d.dat', 'filename', q)
    fid = fopen(filename, 'wt');

for k = 1 : 1862
    for l = 1 : 6
        fprintf(fid, '%s', N.textdata{k,l});
        fprintf(fid, ' ', N.textdata{k,l});
    end
    fprintf(fid, '\n', N.textdata{k,l});
end

for k = 2575
    for l = 1 : 6
        fprintf(fid, ' ', N.textdata{k,l});
        fprintf(fid, '%s', N.textdata{k,l});
        fprintf(fid, ' ', N.textdata{k,l});
    end
    fprintf(fid, '\n', N.textdata{k,l});
end

for k = 2576 : 2629
    for l = 1 : 6
        fprintf(fid, ' ', N.textdata{k,l});
        fprintf(fid, '%s', N.textdata{k,l});
        fprintf(fid, ' ', N.textdata{k,l});
    end
    fprintf(fid, '\n', N.textdata{k,l});
end

for k = 2630 : 4070
    if any(k == [2630:2633 2668:2671 2706:2709 2765:2768 2803:2806
2859:2862 2915:2918 2971:2974 3027:3030 3078:3081 3129:3132 3180:3183
3231:3234 3363:3366 3495:3498 3627:3630 3759:3762 3788:3791 3817:3820
3854:3857 3883:3886 3912:3915 3941:3944 3970:3973 4007:4010 4036:4039
4065:4070])
        for l = 1 : 6
            fprintf(fid, '%s', N.textdata{k,l});
            fprintf(fid, ' ', N.textdata{k,l});
        end
        fprintf(fid, '\n', N.textdata{k,l})
    end
end

```



```

elseif any(k == [2634 2672 2710 2769 2807 2863 2919 2975 3031 3082 3138
3184 3235 3367 3499 3631 3763 3792 3821 3858 3887 3916 3945 3974 4011
4040])
    for l = 1 : 6
        fprintf(fid, ' ', N.textdata{k,l});
        fprintf(fid, '%s', N.textdata{k,l});
        fprintf(fid, ' ', N.textdata{k,l});
    end
    fprintf(fid, '\n', N.textdata{k,l});
else
    for l = 1 : 6
        fprintf(fid, ' ', N.textdata{k,l});
        fprintf(fid, '%s', N.textdata{k,l});
        fprintf(fid, ' ', N.textdata{k,l});
    end
    fprintf(fid, '\n', N.textdata{k,l});
end
end
for k = 4071 : 4214
    if any(k == [4071:4087 4090:3:4096 4100:4:4116 4120:4123 4126:3:4132
4136:4:4152 4156:4159 4162:3:4168 4172:4:4188 4192:4214])
        for l = 1 : 10
            fprintf(fid, '%s', N.textdata{k,l});
            fprintf(fid, ' ', N.textdata{k,l});
        end
        fprintf(fid, '\n', N.textdata{k,l})
    else
        for l = 1 : 10
            fprintf(fid, ' ', N.textdata{k,l});
            fprintf(fid, '%s', N.textdata{k,l});
            fprintf(fid, ' ', N.textdata{k,l});
        end
        fprintf(fid, '\n', N.textdata{k,l});
    end
end
end
fclose (fid);
end

```

Devido ao volume do código desenvolvido, apresenta-se aqui apenas uma parte, com as secções mais importantes. As secções em falta são meras repetições das secções que aqui se apresentam.

## Software para computação dos ficheiros gerados, através do Diana

(Computacao.m)

```

clc
clear;
fclose 'all';
for d = 1:100
    p = d-1
    filenameD = sprintf('%s_%d.dcf', 'filename', p);
    filenameA = sprintf('%s_%d.dcf', 'filename', d);
file1 = filenameD;
file2 = filenameA;
movefile(file1, file2);
    filenameB = sprintf('%s_%d.bat', 'filename', d);

    filenameY = sprintf('%s_%d', '    diana filename', d);
M = importdata ('filename_0.bat');
M {8,1} = filenameY;

fid = fopen(filenameB, 'wt');
    for k = 1:8;
        for l = 1;
            fprintf(fid, ',', M{k,l});
            fprintf(fid, '%s', M{k,l});
            fprintf(fid, ' ', M{k,l});
        end
        fprintf(fid, '\n', M{k,l});
    end
fclose all;
system(fullfile('C:\Users\Neryvaldo\Desktop\ComputacaoFinal', filenameB));
filenameX = sprintf('%s_%d.tb', 'filename', d);
filenameZ = sprintf('%s_%d.out', 'filename', d);
BB = exist (filenameX, 'file');
while BB == 0
    AA = exist ('diana.ff', 'file');
    CC = exist (filenameZ, 'file');
    if AA == 2
        delete ('diana.ff');
    end
    if CC == 2
        delete (filenameZ);
    end
end

system(fullfile('C:\Users\Neryvaldo\Desktop\ComputacaoFinal', filenameB));
fclose all;
BB = exist (filenameX, 'file');
if BB == 2
    break
end
end
copyfile (filenameX, 'resultados');
copyfile (filenameZ, 'resultados');
delete (filenameZ);
delete (filenameX);
end
movefile(file2, 'filename_0.dcf');

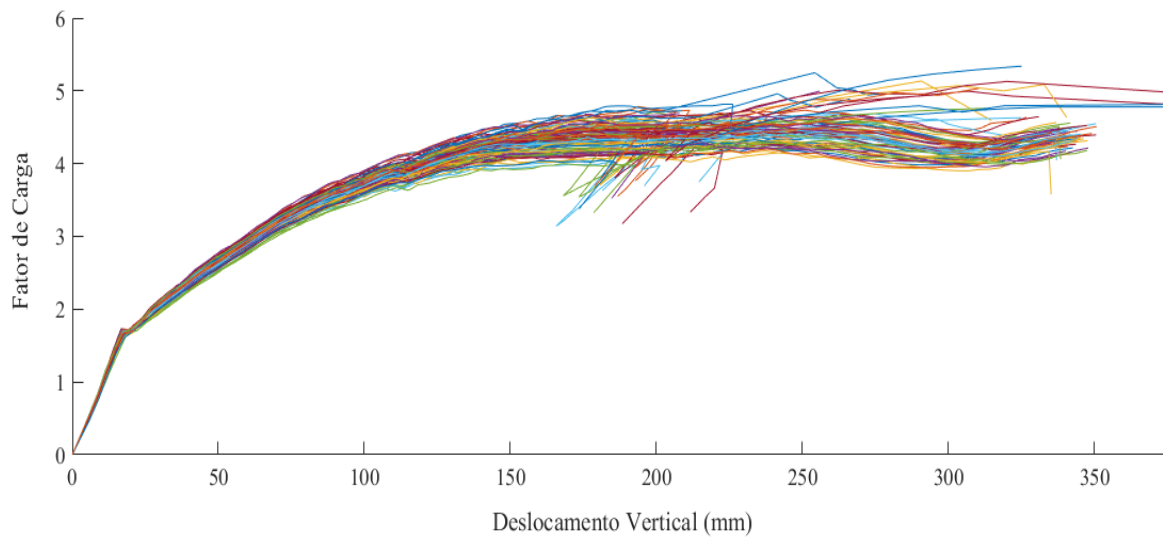
```

**Software para processamento dos resultados**

(output\_tb.m)

```
clear;clc
finalmax = zeros (100,3);
LF = zeros (120,100);
Displ = zeros (120,100);
for j = 1:100
filenameA = sprintf('%s_%d.tb','filename',j)
fid = fopen(filenameA,'rb');
cellRead = textscan(fid, '%s', 'delimiter', '\n');
fileRead = cellRead{1,1};
emptyCells = cellfun(@isempty,fileRead);
fileRead(emptyCells) = [];
fclose(fid);
for i=1:30
fileRead{42+41*(i-1)}=[];
end
emptyCells = cellfun(@isempty,fileRead);
fileRead(emptyCells) = [];
q = length (fileRead);
u = ((q-4)-93)/8;
final=zeros(u,1);
final2=zeros(u,1);
final3=zeros(u,1);
for a=1:u
strRead=textscan(fileRead{93+a*8},'%s');
strRead=strRead{1};
strRead1=strRead{3};
loadstep=textscan(fileRead{92+a*8},'%s');
loadstep=loadstep{1};
loadstep1=loadstep{3};
strReadD=textscan(fileRead{97+a*8},'%s');
strReadD=strReadD{1};
strReadD2=strReadD{2};
b = str2double(strRead1);
c = str2double (strReadD2);
d = str2double(loadstep1);
final(a,1) = b;
final2 (a,1) = d;
final3 (a,1) = c;
s = textscan(fileRead{89},'%s');
s = s{1};
s = s{2};
s = str2double(s);
LF (a+1,j) = b;
Displ (a+1,j) = (s-c)*1000;
End
```

```
finalmax(j,1) = max (final);  
finalmax(j,2) = max (final3);  
finalmax(j,3) = max (final2);  
fclose all  
for q =1:100  
    LF (2,q)=0;  
    Displ (2,q)=0;  
end  
  
end  
for x = 1:100  
    r=finalmax(:,3)-11;  
    hold on  
    plot (Displ(1:r(x),x),LF(1:r(x),x));  
end
```



**Figura C.1** – Representação gráfica das múltiplas análises não-linear efetuadas

## Resultados da análise de robustez

Tabela C.1 - Variação do índice de fiabilidade com o erro

Danos	Parâmetros	Índice de Fiabilidade			
<b>Dano 1</b>	$G_{k1} = 98.97 \text{ kN/m}$	11,20	9,03	7,87	4,93
	$G_{k2} = 56.16 \text{ kN/m}$				
<b>Dano 2</b>	$A_{s1, \text{sup}} = 54.3 \text{ cm}^2$	12,36	12,36	9,79	6,72
	$A_{s1, \text{inf}} = 49.8 \text{ cm}^2$				
	$A_{s2, \text{sup}} = 142.7 \text{ cm}^2$				
	$A_{s2, \text{inf}} = 138.2 \text{ cm}^2$				
<b>Dano 3</b>	$\delta_s$	12,48	9,97	7,99	6,14
<b>Dano 4</b>	$\sigma_{p1} = 1046.25 \text{ MPa}$	11,73	13,14	13,40	14,05
	$\sigma_{p2} = 1087.05 \text{ MPa}$				
<b>Dano 5</b>	$f_{cm, C30/37} = 38 \text{ MPa}$	11,23	10,95	10,92	0,00
	$f_{cm, C45/55} = 53 \text{ MPa}$				
<b>Múltiplos Danos</b>	$G_{k1} \text{ e } G_{k2}$	10,24	5,17	2,91	
	$\delta_s =$				
	$f_{cm, C45/55} \text{ e } f_{cm, C30/37}$				

Tabela C.2 – Variação do valor médio do fator de carga com o erro

Danos	Parâmetros	Fator de Carga			
<b>Dano 1</b>	$G_{k1} = 98.97 \text{ kN/m}$	3,97	3,22	2,70	1,86
	$G_{k2} = 56.16 \text{ kN/m}$				
<b>Dano 2</b>	$A_{s1, \text{sup}} = 54.3 \text{ cm}^2$	4,15	3,43	2,81	2,25
	$A_{s1, \text{inf}} = 49.8 \text{ cm}^2$				
	$A_{s2, \text{sup}} = 142.7 \text{ cm}^2$				
	$A_{s2, \text{inf}} = 138.2 \text{ cm}^2$				
<b>Dano 3</b>	$\delta_s$	4,41	4,06	3,71	3,34
<b>Dano 4</b>	$\sigma_{p1} = 1046.25 \text{ MPa}$	4,48	4,45	4,34	4,36
	$\sigma_{p2} = 1087.05 \text{ MPa}$				
<b>Dano 5</b>	$f_{cm, C30/37} = 38 \text{ MPa}$	4,48	4,17	2,89	0,00
	$f_{cm, C45/55} = 53 \text{ MPa}$				
<b>Múltiplos Danos</b>	$G_{k1} \text{ e } G_{k2}$	4,14	3,22	2,61	
	$\delta_s =$				
	$f_{cm, C45/55} \text{ e } f_{cm, C30/37}$				

**Tabela C.3 – Variação do desvio padrão do fator de carga com o erro**

<b>Danos</b>	<b>Parâmetros</b>	<b>Desvio Padrão do Fator de Carga</b>			
<b>Dano 1</b>	$G_{k1} = 98.97 \text{ kN/m}$	0,218	0,194	0,155	0,088
	$G_{k2} = 56.16 \text{ kN/m}$				
<b>Dano 2</b>	$A_{s1, \text{sup}} = 54.3 \text{ cm}^2$	0,206	0,128	0,109	0,110
	$A_{s1, \text{inf}} = 49.8 \text{ cm}^2$				
	$A_{s2, \text{sup}} = 142.7 \text{ cm}^2$				
	$A_{s2, \text{inf}} = 138.2 \text{ cm}^2$				
<b>Dano 3</b>	$\delta_s$	0,228	0,268	0,304	0,351
<b>Dano 4</b>	$\sigma_{p1} = 1046.25 \text{ MPa}$	0,256	0,215	0,199	0,186
	$\sigma_{p2} = 1087.05 \text{ MPa}$				
<b>Dano 5</b>	$f_{cm, C30/37} = 38 \text{ MPa}$	0,271	0,248	0,087	0,000
	$f_{cm, C45/55} = 53 \text{ MPa}$				
<b>Múltiplos Danos</b>	$G_{k1} \text{ e } G_{k2}$	0,2683	0,4041	0,5341	
	$\delta_s =$				
	$f_{cm, C45/55} \text{ e } f_{cm, C30/37}$				

**Tabela C.4 – Exemplo de cálculo do  $I_R$  relativamente ao Dano 1**

<b>i</b>	<b>Dano (%)</b>	$\beta_i$	$\beta_{norm} = \frac{\beta_i}{\beta_1}$	$A_i = \frac{B+b}{2} \times h$
<b>1</b>	0%	11,57	1,000	0,148
<b>2</b>	15%	11,20	0,968	0,262
<b>3</b>	45%	9,03	0,780	0,219
<b>4</b>	75%	7,87	0,680	0,138
<b>5</b>	100%	4,93	0,426	

$$I_R^{100\%} = \int_{0\%}^{100\%} f(x) dx = \frac{\sum_{i=1}^4 A_i}{1} = 76.7\%$$

$$I_R^{45\%} = \int_{0\%}^{45\%} f(x) dx = \frac{\sum_{i=1}^2 A_i}{0.45} = 91.1\%$$